

INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DE ALVENARIA DE FACHADA NA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE VÃOS MÉDIOS, RECORRENDO A LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS COM ELEMENTOS LEVES SEM VIGAS DE BORDO

DANIEL PEREIRA DE FIGUEIREDO

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES CIVIS

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Influência da deformabilidade de alvenaria de fachada na concepção estrutural de um edifício de vãos médios, recorrendo a lajes fungiformes aligeiradas com elementos leves sem vigas de bordo

Aos meus Pais, Irmão e Cristina

“Devemos acreditar que temos um dom para alguma coisa e que, custe o que custar, havemos de consegui-la.”

Marie Curie

Influência da deformabilidade de alvenaria de fachada na concepção estrutural de um edifício de vãos médios, recorrendo a lajes fungiformes aligeiradas com elementos leves sem vigas de bordo

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO DO TRABALHO	1
1.2. OBJECTIVOS	1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2. ALVENARIAS DE FACHADA	3
2.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA	3
2.2. SOLUÇÕES CORRENTES DE ALVENARIAS	4
2.3. VANTAGENS COMPETITIVAS DAS ALVENARIAS	5
2.4. EFEITOS DA EVOLUÇÃO	5
2.4.1. ANOMALIAS EM ALVENARIAS	5
2.4.2. FISSURAÇÃO DA ALVENARIA SOBRE SUPORTES MUITO DEFORMÁVEIS	6
2.4.3. LIMITAÇÃO DAS FLECHAS COMPATÍVEIS COM AS ALVENARIAS	7
2.4.4. MANIFESTAÇÃO NAS ALVENARIAS DE FISSURAÇÃO ORIGINADA PELA DEFORMAÇÃO EXCESSIVA DOS ELEMENTOS DE SUPORTE	8
2.4.4.1. Painéis de parede sem aberturas	8
2.4.4.2. Painéis de parede com aberturas	9
3. CONCEPÇÃO E APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO	11
3.1. INTRODUÇÃO	11
3.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	11
3.3. DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	12
3.3.1. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS	12
3.4. PISO TIPO EM ANÁLISE	13
3.5. MATERIAIS ESCOLHIDOS	14
4. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES E SEGURANÇA	15
4.1. INTRODUÇÃO	15
4.2. ACÇÕES	16
4.2.1. TIPOS DE ACÇÕES	16
4.2.2. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES	17

4.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES.....	18
4.3.1. ESTADOS LIMITES.....	18
4.3.1.1. Estado limite último.....	18
4.3.1.2. Estados limites de utilização	19
4.4. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES DE CÁLCULO.....	20
4.4.1. ACÇÕES PERMANENTES	20
4.4.2. ACÇÕES VARIÁVEIS	21
5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	23
5.1. INTRODUÇÃO	23
5.2. LAJES.....	23
5.3. MUROS DE SUPORTE	26
5.4. PILARES.....	27
5.5. PAREDE RESISTENTE DA CAIXA DE ELEVADORES.....	29
6. DIMENSIONAMENTO	31
6.1. MODELO ESTRUTURAL EM ESTUDO	31
6.2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS PARA ARMADURAS.....	33
6.2.1. ARMADURAS PRINCIPAIS E SECUNDÁRIAS.....	33
6.2.2. DISTÂNCIAS LIVRES EM ARMADURAS.....	33
6.2.3. RECOBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS	34
6.2.4. ADERÊNCIA DAS ARMADURAS AO BETÃO	34
6.2.5. AMARRAÇÃO DE VARÕES DE ARMADURAS ORDINÁRIAS.....	35
6.3. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS EM VIGAS	36
6.3.1. ARMADURA MÁXIMA E MÍNIMA	36
6.3.2. ESPAÇAMENTO MÁXIMO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	37
6.3.3. CONTROLO DE FENDILHAÇÃO	37
6.3.4. INTERRUÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL	38
6.3.5. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	40
6.3.5.1. Disposições construtivas	40
6.3.5.2. Armadura de esforço transverso	41
6.4. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA EM ZONAS MACIÇAS	42
6.4.1. CÁLCULO DE ARMADURAS LONGITUDINAIS NAS ZONAS MACIÇAS	42
6.4.2. ARMADURA RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO	46
6.4.3. DISPENSA DE ARMADURA LONGITUDINAL	49
6.4.4. CONTROLO DA FENDILHAÇÃO	52
6.5. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS EM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA	52

6.5.1. ARMADURA E ESPAÇAMENTO MÍNIMOS	52
6.5.2. ARMADURA MÍNIMA DE FENDILHAÇÃO	53
6.5.3. ARMADURA INFERIOR DA LAJE	53
6.5.4. ARMADURA SUPERIOR DA LAJE.....	57
6.5.5. PUNÇOAMENTO.....	61
6.5.6. VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO.....	63
7. DEFORMAÇÃO	69
7.1. INTRODUÇÃO.....	69
7.2. FLECHA ELÁSTICA	69
7.3. MÉTODO BILINEAR	71
7.3.1. CÁLCULO DA FLECHA PROVÁVEL	72
7.3.1.1. Flecha a_c – valor de base.....	72
7.3.1.2. Flecha a_I – estado I	72
7.3.1.3. Flecha a_{II0} - estado II0.....	73
7.3.1.4 Flecha provável a	73
7.3.1.5. Cálculo do coeficiente de fluência.....	74
7.3.1.6. Determinação dos coeficientes k_{AI} , k_{AII} , $k_{\psi I}$ e $k_{\psi II}$	77
7.3.1.7. Determinação do coeficiente de repartição	81
7.3.1.8. Determinação da flecha a_I e a_2	82
7.3.1.9. Determinação da Flecha provável a_c	83
7.4. CRÍTICA DE RESULTADOS.....	84
7.5. ANÁLISE DE UMA NOVA SOLUÇÃO.....	85
7.5.1. APLICAÇÃO DO MÉTODO BILINEAR À NOVA SOLUÇÃO.....	87
7.5.2. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE REPARTIÇÃO	90
7.5.3. DETERMINAÇÃO DA FLECHA a_I E a_2	91
7.5.4. DETERMINAÇÃO DA FLECHA PROVÁVEL a_c	91
7.5.5. CRÍTICA DE RESULTADOS.....	92
8. CONCLUSÕES	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Evolução da Alvenaria de Tijolo .	4
Figura 2.2 - Anomalias em Edifícios e em Paredes Exteriores	6
Figura 2.3 - Fissuração Devida à Deformação do Suporte Superior à Deformação da Parte Superior.	8
Figura 2.4 - Fissuração Devida à Deformação do Suporte Inferior à Deformação da Parte Superior. ..	8
Figura 2.5 - Fissuração Originada Pela Deformação Idêntica na Parte Superior e Inferior do Pannel de Parede.	9
Figura 2.6 - Exemplos de Alteração do Tipo de Fissuras Devido à Excessiva Deformação do Suporte, Quando as Paredes Têm Abertura [1].	9
Figura 3.1 - Representação da Parte do Edifício em Estudo.	12
Figura 3.2 - Laje Fungiforme Com Blocos de Aligeiramento.	13
Figura 3.3 - Planta do Piso Tipo em Análise.	14
Figura 4.1 - Acção Permanente.	16
Figura 4.2 - Acção Variável.	17
Figura 4.3 - Quantilho de 0,95.	17
Figura 5.1 - Representação do Vão Teórico.	23
Figura 5.2 - Divisão em Faixas de Cada Pórtico Equivalente	25
Figura 5.3 - Parede Resistente.	30
Figura 6.1 - Modelo de Laje Fungiforme Aligeirada do Programa de Cálculo.	31
Figura 6.2 - Modelo de Cálculo Introduzido.	32
Figura 6.3 - Modelo de Cálculo 3D Obtido no Programa de Cálculo.	32
Figura 6.4 - Modelo de Cálculo 2D Obtido no Programa de Cálculo.	33
Figura 6.5 - Tipos de Amarração de Armaduras.	35
Figura 6.6 - Diagrama Obtido Por Translação.	38
Figura 6.7 - Simplificação do Cálculo da Dispensa de Armadura.	39
Figura 6.8 - Simplificação do Método de Dispensa de Armadura Transversal.	42
Figura 6.9 - Representação das Bandas Maciças.	43
Figura 6.10 - Diagrama dos Momentos Flectores Referentes à Zona Maciça 1.	43
Figura 6.11 - Representação do Espaçamento Livre Entre Varões em Corte.	45
Figura 6.12 - Diagrama do Esforço Transverso na Banda Maciça 1.	47
Figura 6.13 - Representação da Dispensa de Armadura Longitudinal em Estudo.	50
Figura 6.14 - Representação da Simplificação da Dispensa de Armadura Longitudinal.	50
Figura 6.15 - Mapa de Momentos Positivos Segundo a Direcção “x”	53

Figura 6.16 - Zona do Mapa de Momentos Positivos Mais Gravosa na Direcção “x”.	54
Figura 6.17 - Corte da Laje Com Armadura Inferior das Nervuras na Direcção “x”.	55
Figura 6.18 - Mapa de Momentos Positivos Segundo a Direcção “y”	55
Figura 6.19 - Zona do Mapa de Momentos Positivos Mais Gravosa na Direcção “x”.	56
Figura 6.20 - Corte da Laje Com Armadura Inferior das Nervuras na Direcção “y”.	56
Figura 6.21 - Mapa de Momentos Flectores Negativos na Direcção “x” e Respectiva Zona Mais Gravosa.	57
Figura 6.22 - Mapa de Momentos Flectores Segundo a Direcção “x” na Zona do Pilar 8.....	58
Figura 6.23 - Corte na Banda do Pilar 8 Segundo a Direcção “x” e Valor do Integral dos Momentos.	58
Figura 6.24 - Mapa de Momentos Flectores Negativos na Direcção “y” e Respectiva Zona Mais Gravosa.	59
Figura 6.25 - Mapa de Momentos Flectores Segundo a Direcção “y” na Zona do Pilar 8.....	60
Figura 6.26 - Corte na Banda do Pilar 8 Segundo a Direcção “y” e Valor do Integral dos Momentos.	60
Figura 6.27 - Mecanismo de Rotura por Punçoamento de um Pavimento de Lajes	62
Figura 6.28 - Mecanismo de Resistência ao Punçoamento	62
Figura 6.29 - Mecanismo de Resistência ao Punçoamento	62
Figura 6.30 - Esforço Axial no Pilar 8.....	64
Figura 6.31 - Perímetro de Controlo à Distância $2d$, Que Define a Zona Onde é Necessária Armadura de Punçoamento.	65
Figura 6.32 - Disposição de Armadura de Punçoamento em Planta.....	66
Figura 6.33 - Disposição da Armadura de Punçoamento em Corte.	67
Figura 7.1 - Deformação 3D da Estrutura.	70
Figura 7.2 - Mapa de Deformações Presentes na Laje Para a Combinação Frequente das Acções. .	70
Figura 7.3 - Zona da Deformação Máxima do Perímetro Exterior.	71
Figura 7.4 - Relação Bilinear Momento-Flecha.....	71
Figura 7. 5 - Relação Bilinear Momento-Flecha.....	74
Figura 7.6 - Ábaco Com Valores da Função $\beta_d(t-t_0)$ em Função do Tempo de Carregamento	75
Figura 7.7 - Valores do Coeficiente ϕ_{fl} em Função da Humidade Relativa do Ambiente	76
Figura 7.8 - Ábaco da Função $\beta_t(t)$	77
Figura 7.9 - Ábaco do Coeficiente k_A^I	79
Figura 7.10 - Ábaco do Coeficiente k_A^{II}	79
Figura 7.11 - Ábaco do Coeficiente k_ψ^I	80
Figura 7.12 - Ábaco do Coeficiente k_ψ^{II}	80
Figura 7.13 - Diagrama de Momentos Flectores na Banda Maciça 1.....	81

Figura 7.14 - Diagrama de Momentos Flectores na Banda Maciça 1 Ampliado na Zona de Deformação Máxima.	82
Figura 7.15 - Flecha Elástica Originada Pelo Peso Próprio da Estrutura.	84
Figura 7.16 - Mapa de Deformações da Laje.....	86
Figura 7.17 - Zona da Deformação Máxima do Perímetro Exterior.	86
Figura 7.18 - Ábaco do Coeficiente k_A^I	88
Figura 7.19 - Ábaco do Coeficiente k_A^{II}	88
Figura 7.20 - Ábaco do Coeficiente k_ψ^I	89
Figura 7. 21 - Ábaco do Coeficiente k_ψ^{II}	89
Figura 7.22 - Diagrama de Momentos Flectores na Banda Maciça 1.....	90
Figura 7.23 - Diagrama de Momentos Flectores na Banda Maciça 1 Ampliado na Zona de Deformação Máxima.	90
Figura 7. 24 - Flecha Elástica Originada Pelo Peso Próprio da Estrutura Após Remoção do Pilar 8..	92

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 - Acções Permanentes.....	20
Quadro 4.2 - Acções Variáveis.....	21
Quadro 5.1 - Acções de Cálculo.	24
Quadro 5.2 - Frações de Momento Actuantes.	25
Quadro 5.3 - Secções dos Pilares Pré-Dimensionados.....	29
Quadro 6.1 - Dimensão dos Elementos da Figura 6.1.....	32
Quadro 6.2 - Recobrimentos Mínimos.	34
Quadro 6.3 - Valores de Cálculo da Tensão de Rotura da Aderência, fbd.	35
Quadro 6.4 - Espaçamento Máximo dos Varões da Armadura Longitudinal de Vigas	37
Quadro 6.5 - Valor da Tensão τ_2 (MPa)	39
Quadro 6.6 - Valor da Tensão τ_1 (MPa)	41
Quadro 6.7 - Solução de Armadura Longitudinal Para a Banda Maciça 1.	46
Quadro 6.8 - Valores Máximos do Esforço Transverso na Banda Maciça 1.	48
Quadro 6.9 - Solução de Armadura Transversal na Banda Maciça 1.	49
Quadro 6.10 - Valores dos Momentos Máximos e Respectivas Coordenadas.	50
Quadro 6.11 - Dispensa de Armadura na Banda Maciça 1.	52
Quadro 7.1 - Parâmetros Referentes à Secção em Estudo.	78
Quadro 7.2 - Valores de Cálculo Para a Utilização de Ábacos.	78
Quadro 7.3 - Limitações de Flechas de Diversos Autores.....	85
Quadro 7.4 - Armadura Longitudinal na Banda Maciça 1.....	87
Quadro 7.5 - Cálculo do Coeficiente de Fluência.	87
Quadro 7.6 - Parâmetros Para a Aplicação do Método Bilinear.	87
Quadro 7.7 - Parâmetros Para a Aplicação do Método Bilinear.	87

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A_c – área da secção transversal de betão.

A_{inf} – área de influência.

A_s – área da secção de uma armadura para betão armado.

$A_{s,cal}$ – área da secção de armadura requerida para o cálculo.

$A_{s,eff}$ – área da secção da armadura efectivamente adoptada.

$A_{s,min}$ – área da secção mínima de armadura.

A_{sw} – área da secção de uma armadura de esforço transverso.

E_c – módulo de elasticidade do betão.

E_s – módulo de elasticidade do aço.

M_{sd} – valor de cálculo do momento flector actuante.

M_{rD} – momento de fendilhação na secção determinante.

M_D – momento flector actuante na secção determinante.

R_d – valor de cálculo do esforço resistente.

S_d – valor de cálculo do esforço actuante.

V_{cd} – parcela do valor de cálculo do esforço transverso resistente que depende da resistência do betão.

V_{rd} – valor de cálculo do esforço transverso resistente.

V_{wd} – parcela do valor de cálculo do esforço transverso resistente que depende da armadura de esforço transverso.

a_l – translação do diagrama de forças $M_{sd/z}$.

b – largura de uma secção.

b_t – largura média da zona traccionada da secção.

b_w – largura da alma de uma secção.

c – recobrimento de uma armadura.

d – altura útil de uma secção.

d' – distância da armadura de compressão à face.

f_{bd} – valor de cálculo da tensão de rotura da aderência.

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias de idade.

f_k – valor característico de acção.

f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade

a 0,2%.

à tracção do aço das armaduras ordinárias.

h – altura total de uma secção.

h_0 – espessura fictícia de um elemento (retracção e fluência do betão).

l – vão teórico.

l_b – valor de base do comprimento de amarração de uma armadura.

$l_{b,net}$ – comprimento de amarração de uma armadura.

$l_{b,net}$ – comprimento

l_i – vão equivalente de uma viga ou de uma laje

s – espaçamento de estribos.

u – perímetro.

w – taxa de armadura mecânica.

a_I – Flecha no estado I.

a_{II_0} – Flecha no estado II₀.

α – coeficiente de homogeneização; ângulo.

$\beta_a(t_0)$ – função relativa à deformação inicial do betão (fluência).

$\beta_d(t-t_0)$ – função relativa à elasticidade diferida do betão no intervalo de tempo $t-t_0$ (fluência).

$\beta_f(t)$ – função relativa à variação no tempo da plasticidade diferida do betão (fluência).

β_1 – coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varões.

β_2 – coeficiente que considera a duração ou a repetição de cargas.

k_A^I – coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras.

k_A^{II} – coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência.

k_ψ^I – coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras.

k_ψ^{II} – coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência.

Ψ – coeficiente de redução

ϕ – diâmetro do varão.

ζ – coeficiente de repartição.

μ – momento reduzido do valor de cálculo do momento flector.

λ – coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente.

ρ – percentagem de armadura de tracção.

ρ' – percentagem de armadura de compressão.

ρ_w – percentagem de armadura de esforço transversal.

$\phi_c(t-t_0)$ – coeficiente de fluência do betão na idade t , correspondente à aplicação da tensão à idade t_0 .

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Jorge Chaves Fernandes, meu orientador, um agradecimento especial pela transmissão do seu muito saber, pela sua total disponibilidade, tempo dispendido, imenso apoio e estímulo na elaboração e concretização efectiva da minha Tese de Mestrado. A sua peculiar boa disposição permitiu que nunca vacilasse perante tão grande desafio!

Aos meus Pais e Irmão que foram e continuarão a ser o meu melhor porto de abrigo.

À Cristina pela sua companhia, dedicação e apoio incomensurável.

Aos meus Amigos, que desde sempre me motivaram, facilitaram o processo difícil de adaptação, e de diversas formas contribuíram para a finalização desta tão importante etapa da vida.

A todos aqueles não mencionados, mas que de uma forma ou de outra ofereceram a sua colaboração.

RESUMO

Um projecto de estruturas é concebido com base em regulamentos que têm como objectivo garantir a estabilidade estrutural das construções, no entanto, é necessário conjugar os elementos estruturais com os não estruturais, que têm um papel preponderante no sucesso do projecto.

O presente estudo teve como principal objectivo analisar a deformabilidade de elementos de suporte, designadamente uma laje fungiforme aligeirada e verificar a sua compatibilidade com alvenarias de fachada.

Para a análise comparativa das deformações utilizaram-se as limitações impostas pelos regulamentos em vigor no país, REBAP (Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado) e , RSA (Regulamento de segurança e acções para Estruturas de Edifícios e Pontes) e os estudos efectuados por alguns autores sobre alvenarias.

Para isso serviu de base um projecto de arquitectura, do qual se retirou um piso tipo para a análise. Foram dimensionados os elementos resistentes de suporte e analisada a sua deformabilidade; ambas as etapas com apoio do programa de cálculo Robot Millenium, em duas situações distintas. A primeira situação incidiu sobre o projecto base fornecido pela arquitectura e a segunda, por uma hipotética necessidade da remoção de um pilar interior do projecto, verificando quais as implicações das duas situações sobre as alvenarias de fachada.

Após retiradas as flechas elásticas do programa de cálculo, calcularam-se as flechas instantânea e diferida através de um método simplificado e foram comparadas com estudos realizados sobre alvenarias.

Após analisados os resultados foram retiradas as conclusões daí inerentes e apresentadas algumas soluções para melhoramento do desempenho das alvenarias.

PALAVRAS-CHAVE: Projecto de estruturas, Deformações, Laje fungiforme Aligeirada, Alvenarias de Fachada.

ABSTRACT

The conception of a structural project is based on regulations that assure the constructions structural stability, however, it is necessary to combine the structural with the non-structural elements for the success of the project.

The main goal of the present study was to analyze the deformability of the support elements, namely a lightened flat slab and its compatibility with masonry facades.

The restrictions imposed by our country's regulations, such as REBAP (Pre-hardened and Reinforced Concrete Structures Regulation), RSA (Actions and Security Regulation for Buildings and Bridges), and some authors studies done in masonry were used in the comparative analysis of the deformities.

This analysis was based on the withdrawn of a type-floor from an architectural project. Resistant supporting elements were dimensioned and their deformability analyzed; on both steps, Robot Millennium calculus program was used in two distinct situations. The first situation insight derived from an architectural project, and the second one focused on the hypothetical need to remove an interior column, checking every implication of the changes on masonry facades.

After determining the elastic arrows from the calculus program, instantaneous and deferred arrows were calculated using a simplified method and then compared with other studies on the subject.

Conclusions and some solutions to improve the performance of masonry were withdrawn from the results.

Keywords: Structural project, Deformities, Lightened flat slab, masonry facades

1

1. INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO TRABALHO

O objectivo principal, quando se realiza um projecto de um edifício, é obter uma solução ajustada estruturalmente, tentando sempre compatibilizar as diversas especialidades e claro, cumprir todas as imposições por parte da arquitectura, garantindo ainda que o conjunto global do edifício não apresente patologias originadas por uma concepção estrutural deficiente.

As opções tomadas em fase de projecto são fundamentais para o sucesso das construções. A mentalidade contemporânea que ambiciona diminuir os custos e os prazos dos projectos, não só obriga a resolver diversos problemas na fase de execução da obra como também acaba por aumentar os custos globais.

Existem regulamentos que permitem regular e dimensionar de forma bastante satisfatória em várias áreas, permitindo aos utentes dispor de um espaço equilibrado e com um desempenho bastante aceitável. No respeitante à parte estrutural, os regulamentos idealizam soluções que apenas se direccionam à estabilidade do edifício, sem contemplarem os elementos que não têm uma função estrutural e que são contíguos à estrutura, originando, em diversas situações patologias e anomalias que apresentam reparações bastante dispendiosas.

Apresenta-se, por isso, um estudo direccionado às alvenarias de fachada, inseridas num edifício projectado em betão armado, no qual se cumprem todos os aspectos regulamentares disponíveis em Portugal para estruturas de betão armado em termos de estados limites último e estado limite de utilização, mais concretamente de deformação, com o objectivo de verificar se se obtém uma compatibilização correcta com as alvenarias de fachada e se estas vão fissurar durante a vida útil do edifício, devido à deformação dos elementos de suporte.

Será apresentada uma solução estrutural correntemente utilizada, composta por lajes fungiformes aligeiradas com blocos furados em betão leve, bandas maciças e pilares.

1.2. OBJECTIVOS

Como objectivo principal deste trabalho pretende provar-se que, utilizando os regulamentos em vigor e cumprindo todos os critérios de dimensionamento regulamentares, as paredes de alvenaria exteriores do edifício irão apresentar patologias, patologias estas que se devem à deformação excessiva dos elementos de suporte. Estas patologias traduzem-se na fissuração das alvenarias de fachada.

Foi assim efectuado o dimensionamento do edifício, cumprindo os regulamentos em vigor em Portugal, o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), com auxílio do programa de cálculo Robot Millennium v.17.5 e foi também feita uma análise de deformações dos elementos estruturais em contacto com as alvenarias exteriores, com base no método bilinear presente no Eurocódigo 2 (EC2), para duas soluções distintas. A primeira será definida através de um projecto de arquitectura sem alterações dos elementos de suporte. A segunda decorre da primeira, admitindo-se a eliminação de um pilar por razões arquitectónicas, aumentando o vão da laje e alterando assim as deformações da mesma.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho será organizado em oito capítulos, dos quais este é o primeiro.

No segundo capítulo será abordada a situação da alvenaria em Portugal, apresentando a sua evolução histórica, as soluções presentes, as suas vantagens e os problemas de fissuração originada pelas deformações excessivas dos elementos de suporte.

O terceiro apresentará o edifício em geral e as soluções estruturais utilizadas para a sua concepção, bem como os materiais utilizados.

O quarto apresentará as acções às quais o edifício se encontra exposto e define as combinações necessárias ao dimensionamento do edifício em relação ao estado limite último e de utilização.

O quinto expõe o pré-dimensionamento das secções, para as quais será dimensionada armadura no capítulo sexto.

No sétimo serão analisadas as deformações estruturais a partir das quais serão tiradas as conclusões no capítulo oitavo.

2

2. ALVENARIAS DE FACHADA

2.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA

O início da evolução das alvenarias de fachada observou-se sobretudo no decorrer do século passado, próximo da década de 50, embora só a partir da década de 70 é que se tenha registado o início do seu maior desenvolvimento, com um ritmo crescente, comparativamente ao ritmo lento habitual na construção.

Na década de 40, em grande parte, nas zonas urbanas começou a ser usual na construção, o recurso a estruturas porticadas de betão armado. Com esta inovação, a imagem de parede em alvenaria com função resistente foi desaparecendo, alterando a sua função para panos de enchimento e compartimentação. O habitual uso de pedra foi dando o lugar a tijolos cerâmicos e outros materiais. Com este crescimento, a indústria dos tijolos cerâmicos foi crescendo e criando novos formatos, aumentando deste modo a sua variedade. O habitual tijolo maciço, da época, foi transformado num elemento furado na horizontal, conseguindo diminuir o seu peso e melhorando as suas características acústicas, térmicas e a sua durabilidade, competindo, a nível económico, com as soluções existentes na época.

A partir da década de 60, a parede dupla passou a ser a solução mais habitual na parte exterior. No final da década seguinte, foram-lhe acrescentados isolantes térmicos de forma a melhorar o conforto térmico, obrigatoriedade presente na regulamentação térmica lançada por essa altura.

Actualmente as soluções mais utilizadas nas paredes exteriores continuam a passar pelo tijolo cerâmico, não exclusivamente mas, aparecendo também blocos de cimento, blocos de betão leve (argila expandida) e blocos de betão celular autoclavado[1].

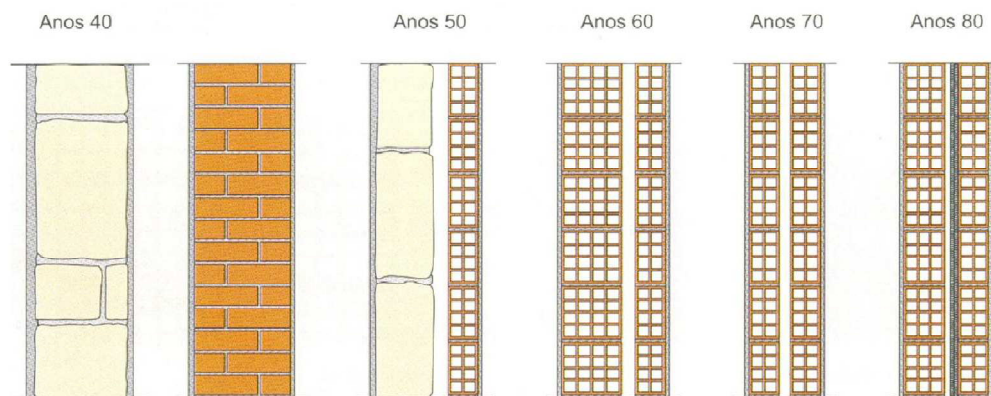


Figura 2.1 - Evolução da alvenaria de tijolo [2].

2.2. SOLUÇÕES CORRENTES DE ALVENARIAS

O tipo de parede exterior mais utilizado em Portugal encontra-se dentro dos quatro exemplos apresentados a seguir:

- Paredes duplas para revestir, realizadas a partir de alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal, não ultrapassando a parede mais espessa, 15 cm. O isolamento térmico é realizado por placas de poliestireno ou por poliuretano projectado, preenchendo parcialmente a caixa-de-ar. Em geral, estas paredes são pouco cuidadas em termos de projecto e execução, apresentando sistematicamente vícios, nomeadamente ao nível da ligação à estrutura, no número de ligadores entre panos, na drenagem da caixa-de-ar, na fixação e no posicionamento do isolamento térmico e redução de pontes térmicas;
- Paredes duplas, com o pano exterior destinado a ficar à vista, realizado em alvenaria de tijolo cerâmico maciço de furação horizontal ou ainda de blocos de betão apropriados. O pano interior é geralmente realizado por alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal com 11 cm ou no máximo 15 cm. Em geral a estanquidade à água da face exterior do pano interior é melhorada através de um barramento ou pintura, em alguns casos armado com rede de fibra de vidro. O isolamento térmico é realizado como já foi referido. Em geral são visíveis orifícios dispostos inferiormente para drenagem da caixa-de-ar;
- As paredes duplas empregando alvenaria de blocos de betão, têm emprego reduzido, são geralmente utilizadas quando se pretende tirar partido estrutural da alvenaria, sendo esta confinada por elementos de betão levemente armado. Nesta solução o pano interior é, correntemente, em alvenaria de tijolos cerâmicos de furação horizontal.

O emprego de paredes simples cresceu nos últimos tempos, mas não é ainda muito frequente. Nesta solução são normalmente utilizados blocos de betão, sendo a estanquidade à água e o isolamento térmico e acústico resolvidos pela aplicação, na face exterior, do sistema ETICS, constituído por placas de poliestireno expandido, coladas ao suporte e revestidas por um reboco delgado, de ligante sintético em emulsão aquosa, cargas seleccionadas, para misturar com cimento Portland e armado com malha de fibra de vidro, sendo o acabamento feito com um revestimento plástico. [5]

2.3. VANTAGENS COMPETITIVAS DAS ALVENARIAS

Actualmente, as alvenarias possuem características que lhe atribuem um bom desempenho funcional. Apresentam bons isolamentos térmicos e acústicos, estanqueidade à água, resistência ao fogo, resistência mecânica e ainda uma durabilidade superior comparativamente a qualquer outro material. Os elementos cerâmicos que as constituem têm uma durabilidade superior a 1000 anos, enquanto os outros materiais constituintes, podem apresentar durabilidades superiores a 100 anos, sem protecções ou manutenções.

Pelo facto de apresentar uma óptima flexibilidade e versatilidade, as paredes de alvenaria facilmente dão origem a elementos com diversas formas e dimensões.

A alta disponibilidade da matéria-prima que possibilita o seu fabrico, em todo o globo, permite facilitar a sua produção a baixo custo. Esta produção não polui o meio ambiente, apresentando um baixo custo energético e uma taxa de reutilização de aproximadamente 100%.

A sua baixa massa e formato paralelepípedo, permitem um fácil manuseamento dos elementos constituintes e uma fácil produção construtiva. [7]

2.4. EFEITOS DA EVOLUÇÃO

2.4.1. ANOMALIAS EM ALVENARIAS

As paredes exteriores apresentam-se como barreira física entre o exterior e o interior e afiguram-se um elemento decisivo no desempenho dos edifícios. Mesmo tendo consciência desta importância, não são reencaminhados os cuidados necessários, contribuindo também as particularidades das alvenarias como elemento construtivo para o aparecimento de anomalias.

Nenhuma solução construtiva apresentada até hoje nas fachadas, demonstrou um grau de perfeição total. Inicialmente são adequadas e com o tempo vão-se apresentando como obsoletas. Com isto há a necessidade de procurar algo mais, não só pelo mau desempenho em particular, mas também com objectivos económicos e produtivos.

- Diminuição de custos;
- Aumento de produtividade;
- Aumento do desempenho funcional, traduzido na resistência mecânica e na resistência à infiltração de água;
- Melhorar comportamento Higrotérmico.

Com a procura destes factores existem repercussões funcionais e patológicas nas paredes quer interiores quer exteriores, sendo as mais afectadas as últimas.

O aparecimento das patologias e anomalias tem origem em diversos factores e devem-se essencialmente à constante tentativa de melhoria das soluções em termos de:

- Introdução de novos materiais;
- Modificação das características de materiais existentes;
- Aligeiramento global das paredes, acompanhando o aligeiramento da construção;
- Alterações tecnológicas, no que diz respeito à filosofia da concepção;
- Alterações tecnológicas, no que diz respeito às técnicas de execução;
- Introdução de materiais com funções complementares;
- Introdução de acessórios/componentes complementares;
- Introdução de novos tipos de revestimento;

- Evolução/alteração de revestimentos tradicionais (características dos materiais e técnicas de aplicação). [8]

Aliado aos factores apresentados encontra-se a mão-de-obra desqualificada, os métodos construtivos que não apresentam a qualidade que seria de esperar, a falta de pormenorização do projecto e a dificuldade enfrentada para se conseguir proceder a estudos experimentais, que são muito complexos e dispendiosos, ao contrário de muitos outros elementos da construção.

As soluções escolhidas de parede para execução em obra deveriam ser alvo de um estudo mais aprofundado, considerando todos os custos que lhe estão subjacentes, não só o referente à construção mas também o de manutenção e utilização. Normalmente apenas se considera o custo de construção sem contar outros aspectos fundamentais como a qualidade na execução.

No passado, ao contrário da actualidade, a mão-de-obra disponível era mais experiente e passava por uma aprendizagem muito mais longa. Esta falta de experiência aliada à pressão exercida pela construção excessivamente rápida conduzem à necessidade de ter soluções convenientemente detalhadas, e de preferência simples, menos sujeitas à qualidade da mão-de-obra. [5]

Como a figura seguinte indica, as alvenarias exteriores são uma das principais causas das deficiências nos edifícios, representando um quarto do total das anomalias em edifícios, 4% dos quais são originados pela parte que engloba o objecto de estudo deste trabalho, fissuração da alvenaria sobre suportes deformáveis.

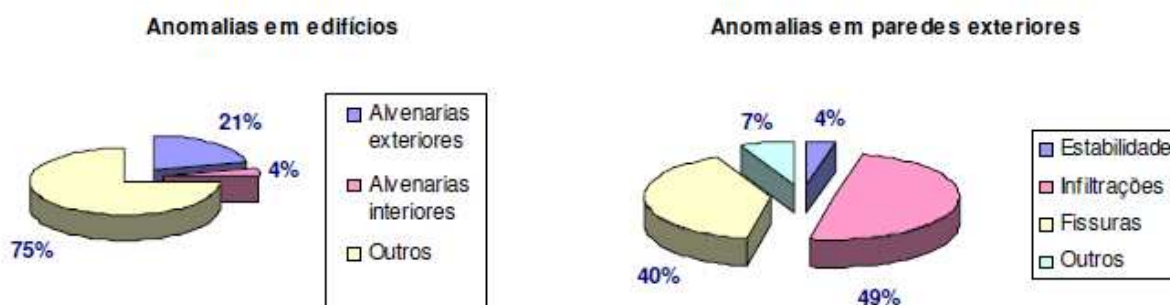


Figura 2.2 - Anomalias em edifícios e em paredes exteriores [8].

2.4.2. FISSURAÇÃO DA ALVENARIA SOBRE SUPORTES MUITO DEFORMÁVEIS

Os elementos de suporte como vigas e lajes, quando submetidos à acção do peso próprio, cargas permanentes, acidentais ou mesmo sob o efeito da retracção e da deformação lenta do betão ficam sujeitos a deformações.

As alvenarias de fachada, ao contrário de outros elementos, são muito sensíveis às deformações impostas pelos componentes estruturais, que admitem flechas que não põe em causa a estética, nem a estabilidade, nem a resistência da construção. [8]

As paredes dificilmente se adaptam às deformações impostas pelas pequenas deformações presentes nos elementos de suporte, acabando por fissurar. Estas apresentam-se muito frágeis, fissurando quando submetidas a muito pequenas deformações, que não põem em causa a segurança do edifício. Apesar de pequenas deformações sob o ponto de vista da estabilidade, as paredes fissuram e dão lugar a patologias.

A fissuração e todas as situações provenientes dela, originam reparações muito onerosas, que em muitos casos só servem para melhorar o aspecto e que voltam a aparecer.

A melhoria sucessiva da qualidade e resistência dos materiais estruturais e as exigências arquitectónicas, têm conduzido a lajes mais flexíveis e com maiores vãos, donde resulta o agravamento da deformação das lajes, a curto prazo e a médio/longo prazo (por fluência), sob acção do peso das paredes. Os esforços transmitidos às paredes por estas deformações criam tensões de compressão e tracção para as quais as paredes não estão preparadas. [1]

2.4.3. LIMITAÇÃO DAS FLECHAS COMPATÍVEIS COM AS ALVENARIAS

Vários autores e regulamentos limitam as flechas máximas admissíveis, para a não fissuração das alvenarias. A maior parte fixa valores com base em estudos experimentais. Estes valores não são consensuais, variando de autor para autor e encontram-se distantes da regulamentação disponível, dificultando deste modo uma fixação exacta de valores que previnam a fissuração.

Segundo os estudos efectuados por Pfeffermann com alvenarias de tijolo de barro, paredes com 7,50 m de comprimento e 2,50 m de altura, as primeiras fissuras apareceram no momento em que a flecha da viga de suporte era 6,54 mm, cerca de $L/1150$, mencionando também que estas aparecem mesmo para flechas próximas de $L/1500$. Pfeffermann cita ainda que verificou o aparecimento de fissuras mesmo com flechas próximas de $L/1500$.

Mathez, da "Comissão de Deformações Admissíveis" do Conseil International du Bâtiment, citado por Pfeffermann, recomenda que a flecha máxima em lajes de piso não ultrapasse $L/1000$.

Pelas prescrições belgas, bastante exigentes, a flecha relativa instantânea de lajes de suporte de paredes, não deve exceder $L/2500$.

Manuel Pereira e José Aguiar, fizeram ensaios em tijolos furados de 30x20x11 cm, utilizando argamassas de assentamento de elementos cerâmicos de dois tipos, O primeiro constituído por cimento e areia com traço volumétrico 1:5 e a segunda com uma mistura de cimento, cal hidratada e areia com traço volumétrico de 1:2:9. Estes autores concluíram que para o primeiro ensaio, os suportes ou os componentes superiores das paredes, não deveriam ultrapassar a flecha a longo prazo de $1/1073$. No segundo ensaio concluíram que os suportes ou os componentes superiores das paredes, não deveriam ultrapassar a flecha a longo prazo de $1/769$. [7]

No REBAP verifica-se uma limitação regulamentar de $1/400$ (longo prazo) e no caso de existirem paredes divisórias inferiormente a 1,5 cm.

O Eurocódigo 2 é um pouco mais exigente, limitando a flecha a $1/500$.

Partindo destes limites só em termos comparativos com os valores experimentais de Pfeffermann e das prescrições belgas, verifica-se uma grande diferença. Os valores regulamentares nas normas Portuguesas são insuficientes para controlar as fissurações das alvenarias, como será provado mais á frente, no caso de estudo.

Existe, na realidade, a necessidade de que sejam efectuados prolongados estudos práticos, através dos quais se possam compatibilizar as deformações das estruturas com as dos demais componentes da construção[7].

De forma a possibilitar a comparação com os valores mais à frente calculados, optou-se por considerar um valor de $L/1200$, valor razoável tendo em conta os valores apresentados pelos diversos autores.

2.4.4. MANIFESTAÇÃO NAS ALVENARIAS DE FISSURAÇÃO ORIGINADA PELA DEFORMAÇÃO EXCESSIVA DOS ELEMENTOS DE SUPORTE

2.4.4.1. Painéis de parede sem aberturas

As alvenarias encontram-se submetidas às deformações dos elementos de suporte. O carregamento que é aplicado às vigas e às lajes provoca-lhes deformações, originadas nos esforços de flexão. Como há uma interface entre as alvenarias e estes elementos, estas ficam submetidas também a uma deformação. A deformação em excesso origina fissurações de dimensões significativas, consideradas graves, alastrando para os revestimentos em algumas situações. [1]

Quando o suporte de apoio superior da alvenaria se deforma mais que o inferior, formam-se fissuras inclinadas nos cantos superiores da parede, originadas no carregamento que não é uniforme da viga superior sobre o painel, pois há uma tendência para o maior carregamento se situar junto aos cantos da parede. Na parte inferior é habitual aparecer uma fissura horizontal. No caso do comprimento de parede ser superior à altura ocorre o efeito arco, que desvia a fissura horizontal em direcção aos vértices inferiores do painel de parede. O que é comum neste caso é observar apenas a parte horizontal da fissura. No caso de a alvenaria ser bastante resistente à tracção e ao corte, ocorre o efeito arco e há uma separação na interface, separando-se a alvenaria e o elemento de suporte.

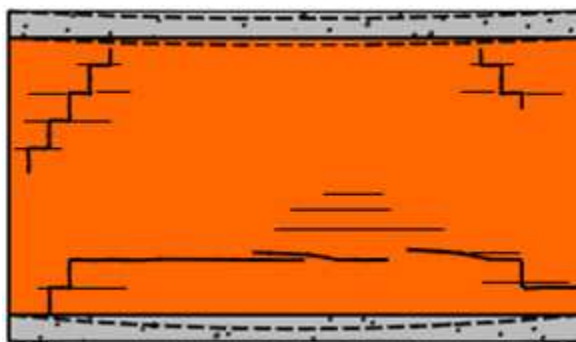


Figura 2.3 - Fissuração devida à deformação do suporte superior à deformação da parte superior.

No caso de a deformação da parte inferior de apoio do painel de parede ser inferior à parte superior, as fissuras provenientes, assemelham-se às de uma viga de betão armado, quando sujeita a esforços de flexão.

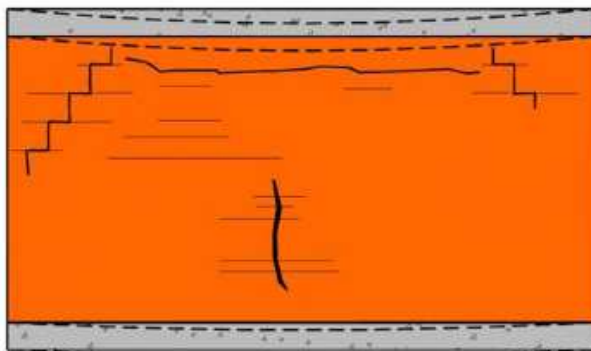


Figura 2.4 - Fissuração devida à deformação do suporte inferior à deformação da parte superior.

Quando as deformações apresentadas entre a parte superior e a inferior são aproximadamente iguais, a parede é submetida principalmente a tensões de corte. O painel apresenta uma fissuração similar às vigas de betão, quando estas se encontram insuficientemente armadas em relação ao esforço transversal. As fissuras aparecem segundo um ângulo de 45° em relação aos vértices inferiores do painel de parede.

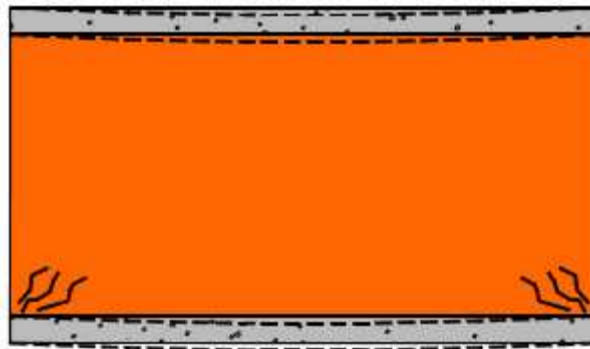


Figura 2.5 - Fissuração originada pela deformação idêntica na parte superior e inferior do painel de parede.

2.4.4.2. Painéis de parede com aberturas

No caso de as paredes apresentarem aberturas como portas ou janelas, a configuração das fissuras é bastante diferente, dependendo da extensão, da posição da abertura, tamanho da abertura e da intensidade da flexão. As situações mais comuns com estas características podem observar-se na figura 2.6.

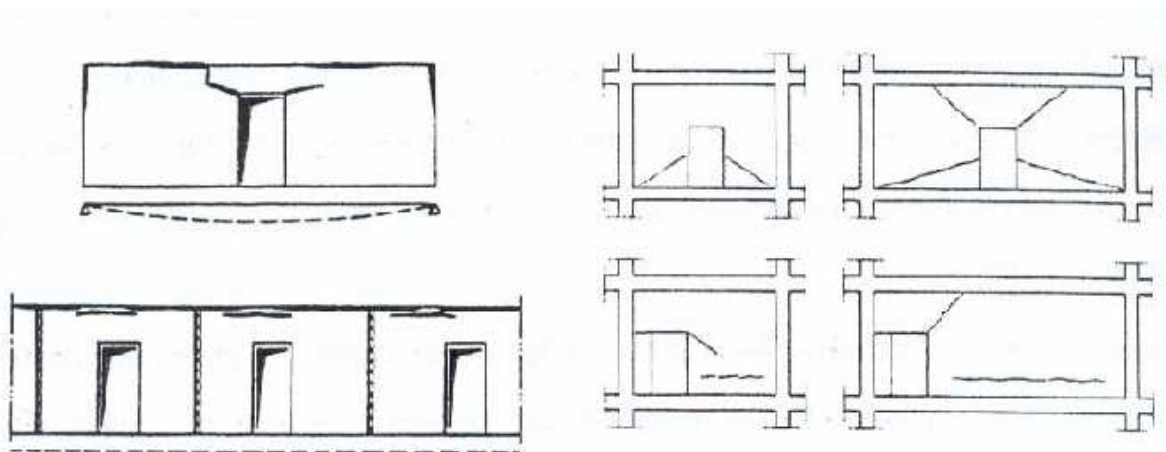


Figura 2.6 - Exemplos de alteração do tipo de fissuras devido à excessiva deformação do suporte, quando as paredes têm abertura [1].

Influência da deformabilidade de alvenaria de fachada na concepção estrutural de um edifício de vãos médios, recorrendo a lajes fungiformes aligeiradas com elementos leves sem vigas de bordo



Figura 2.7 – Fissura real originada pela deformação dos elementos de suporte.

3

3 CONCEPÇÃO E APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

A concepção apresenta-se como uma fase fundamental no projecto de estruturas, reconhecendo-se que esta fase encaminha todo o projecto não só nas suas vertentes funcional, construtiva e económica, mas também é responsável por graves patologias. Pela sua elevada relevância, deve ser considerada com elevado sentido crítico [9].

O sucesso da concepção de uma planta estrutural está dependente de alguns factores. Em primeiro lugar é fundamental compreender o projecto de arquitectura. Para isto é necessário analisar as plantas e tentar perceber as diferenças existentes entre os vários pisos, identificar por exemplo a existência ou não de corpos avançados ou recuados.

Outro aspecto importante a ter em conta é a planta estrutural do primeiro piso, que na generalidade das vezes é diferente dos restantes pisos, pois normalmente apresenta entradas a diferentes cotas e escadas de ligação à cave diferentes das que servem de ligação aos restantes pisos.

3.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício com o qual foi possível efectuar o presente trabalho e elaborar um estudo sobre uma situação real é situado em Coimbra. É constituído por habitações multifamiliares que vão do tipo T1 até T4. Como o edifício tem um comprimento superior a 30 metros encontra-se separado em dois corpos por uma junta de dilatação. Para o estudo a elaborar apenas será tida em conta a parte esquerda do edifício, representada na figura seguinte:

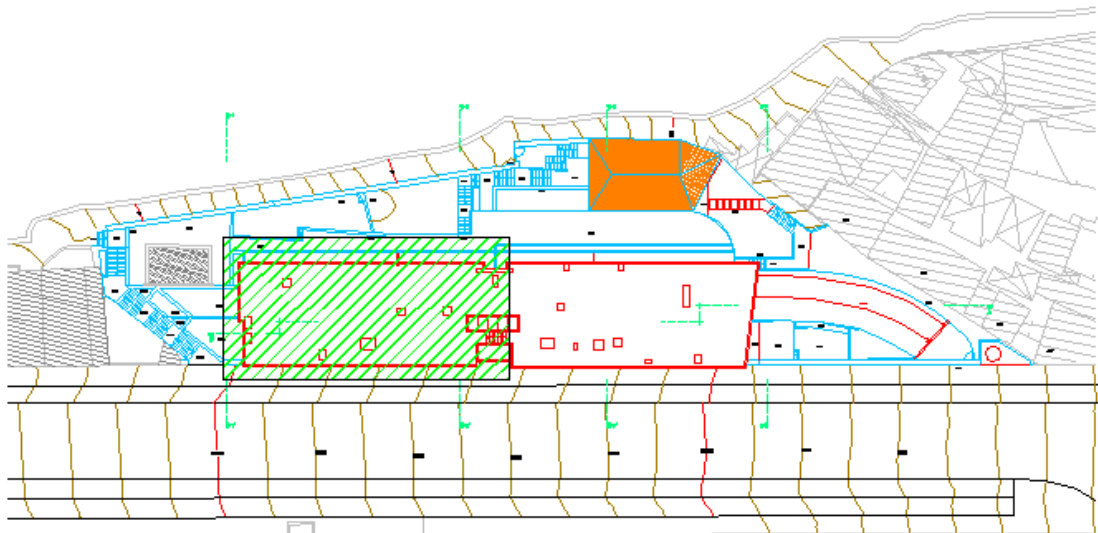


Figura 3.1 - Representação da parte do edifício em estudo.

Através das plantas e dos cortes disponíveis verifica-se que o edifício é constituído por 9 pisos, sendo três destinados a garagens e os restantes a habitação. Os pisos destinados a garagem encontram-se totalmente enterrados, os dois pisos imediatamente superiores encontram-se apenas parcialmente enterrados.

A ligação entre os diversos pisos é feita através de escadas e elevadores, que funcionam em comum para os dois corpos do edifício, elevando-se as escadas até à cobertura que é acessível e o elevador até ao último piso habitacional.

A ligação entre as escadas e os apartamentos é feita através de uma comunicação horizontal comum.

As plantas e cortes do edifício apresentam-se no anexo 1.

3.3. DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

Estruturalmente o edifício é constituído por lajes fungiformes aligeiradas com blocos de aligeiramento em betão leve, elemento este condicionado pelo presente estudo, assentes como é habitual directamente sobre pilares. Como o edifício se encontra enterrado, existem muros de suporte em todo o contorno do mesmo, diferindo em altura em algumas partes. Este elemento não se apresenta dimensionado pois não faz parte do presente estudo.

3.3.1. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS

Este tipo de lajes é uma solução bastante utilizada em Portugal, apresentando-se com bastante fiabilidade para vãos que se encontram entre 6 a 10 metros.

Esta solução de laje permite reduzir o peso próprio da estrutura com a inclusão de blocos de aligeiramento no seu interior. Quando apresentam secção constante, dispõe nas duas direcções de pequenas nervuras entre os blocos, que permitem obter uma resistência superior à tracção na face

inferior da laje. Na zona do pilar é corrente existir uma concentração de esforços, resolvida com uma zona maciça que permite resistir aos esforços de corte e ao punçoamento.

Para além do projecto apresentar vãos superiores a 8 metros convém também mencionar que este tipo de lajes são especialmente indicadas em situações em que a malha de pilares não é muito regular [10], como é o caso.



Figura 3.2 - Laje fungiforme com blocos de aligeiramento.

3.4. PISO TIPO EM ANÁLISE

O edifício apresenta pisos com uma disposição arquitectónica bastante similar, diferindo a maior parte na zona das garagens. A análise será efectuada com base nas plantas dos pisos mais parecidos e que possuam alvenarias exteriores, por estes motivos o piso escolhido foi o sétimo, que se repete até ao nono piso.

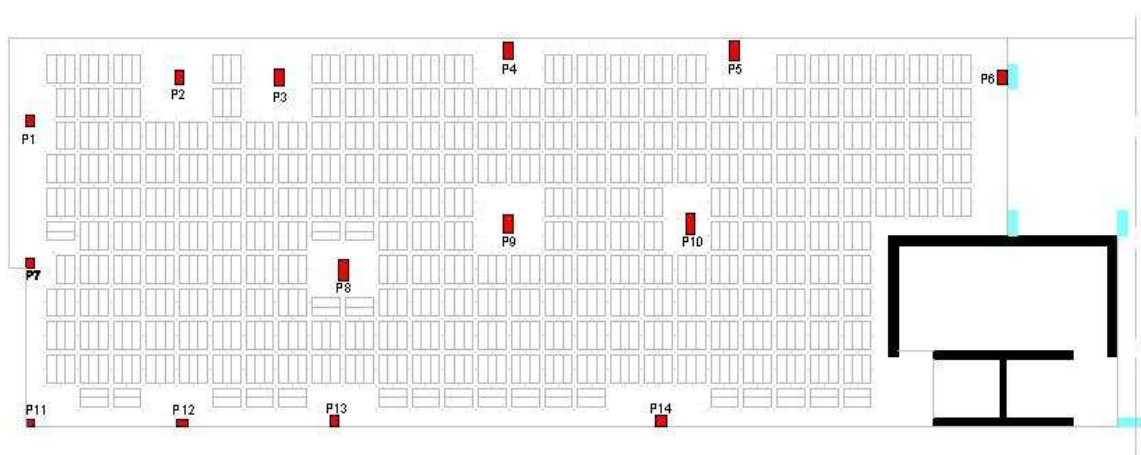


Figura 3.3 - Planta do piso tipo em análise.

3.5. MATERIAIS ESCOLHIDOS

No presente estudo, optou-se por utilizar um betão da classe C25/30 e aço de classe A500NR.

4

4. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES E SEGURANÇA

4.1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento de estruturas em betão armado deve visar um período de vida útil, na qual a estrutura deve desempenhar a sua função, com a manutenção assegurada e sem necessitar de grandes reparações [11].

O sucesso ou insucesso do dimensionamento dos edifícios está dependente da quantificação dos variados tipos de acções. Consoante o tipo de função que a estrutura irá desempenhar assim serão fixados os valores das acções a adoptar.

Para isto o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), particulariza critérios que devem ser considerados na verificação da segurança, classificando e quantificando os diferentes tipos de acções, apresentando as combinações necessárias que englobem as situações possíveis e que representem os estados limites.

O REBAP define vários estados limites que são distinguidos entre estado limite último e estado limite de utilização:

Estados limites últimos:

- De resistência: correspondentes à rotura ou deformação excessiva em secções dos elementos da estrutura;
- De encurvadura: relativos à instabilidade de elementos da estrutura ou da estrutura no seu conjunto;
- De equilíbrio: correspondentes à perda de equilíbrio de parte ou do conjunto da estrutura considerada como um corpo rígido.

Estados limites de utilização:

- De deformação: correspondentes à ocorrência de níveis de deformação que prejudicam o desempenho das funções atribuídas à estrutura;
 - De fendilhação: relativos quer à descompressão (anulamento da tensão normal de compressão numa fibra especificada da secção), quer à largura de fendas (ocorrência de fendas com largura superior a dados limites) quer eventualmente, à formação de fendas.
- [12]

A partir destes estados limites podem colocar-se duas situações, dependendo do nível de prejuízo que a sua ocorrência possa provocar. A primeira situação designa-se por estado limite último e a segunda de estado limite de utilização. A primeira ocorrência apresenta prejuízos muito severos, enquanto que

na segunda são menos relevantes. Com estes estados limites é possível verificar a segurança e saber se a estrutura tem capacidade para desempenhar as funções para as quais se projectou.

4.2. ACÇÕES

O projecto estrutural engloba vários tipos de acções, aplicadas simultaneamente ou não e em diferentes direcções. Estas acções podem transmitir-se às estruturas de um modo contínuo ou permanente, ou de um modo descontínuo e variável, podendo estas variar no tempo e no espaço, assumindo valores com um grau de incerteza significativo.

O RSA classifica as acções que permitem obter as combinações, elaboradas de um modo simplificado, mas que apresentam, adequadamente, a hipótese de todas ocorrerem simultaneamente. Este regulamento classifica-as contando com a sua variabilidade no tempo.

4.2.1. TIPOS DE ACÇÕES

O primeiro tipo de acções tem um carácter permanente, a sua actuação é constante e ao longo do seu tempo de vida útil não apresenta alterações significativas no seu valor, permanecendo praticamente constante. Deste tipo de acções são exemplo:

- Peso próprio dos elementos estruturais e outros não estruturais;
- Peso de equipamentos fixos;
- Impulsos de terras;
- Pressões hidrostáticas;
- Pré-esforços;
- Efeitos de retracção do betão;
- Assentamentos de apoio.

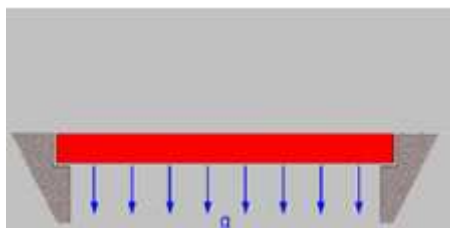


Figura 4.1 - Acção Permanente.

O segundo tipo de acções apresenta um carácter variável pois, o seu valor apresenta alterações significativas em torno do seu valor médio, durante a vida da estrutura.

São exemplo deste tipo de acções:

- Sobrecargas (e efeitos dinâmicos delas dependentes, tais como forças de frenagem, de lacete e centrífugas);
- Acção do vento;
- Acção dos sismos;
- Variações de temperatura;
- Acção da neve;

- Acção do atrito em aparelhos de apoio;
- Pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

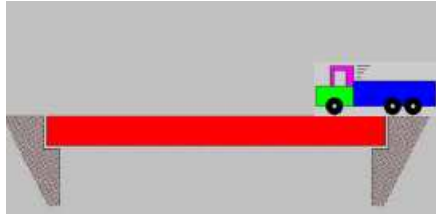


Figura 4.2 - Acção Variável.

Por fim resta mencionar as acções de carácter accidental que apresentam uma fraca probabilidade de ocorrência. A sua quantificação é em geral feita através de valores nominais estrategicamente escolhidos.

Acções exemplificativas:

- Explosões;
- Choques de veículos;
- Incêndios; [4]

4.2.2. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

Em geral as acções são quantificadas pelos seus valores característicos (F_k), contudo quando se tratam de acções variáveis, em algumas situações são utilizados valores reduzidos, que se obtêm multiplicando os valores característicos por coeficientes de redução Ψ , utilizando-se, em alguns casos, os valores médios.

O valor característico mencionado define-se por uma distribuição probabilística, correspondendo ao quantilho de 0,95, quando a acção se apresenta desfavorável. No caso contrário define-se pelo quantilho complementar 0,05, denominado inferior.

No caso de a acção ser desfavorável utiliza-se um valor que tenha em conta este efeito, considerando que a probabilidade de ocorrer um valor maior que o característico é de 5%.



Figura 4.3 - Quantilho de 0,95.

No caso de acções variáveis no tempo, utilizam-se valores extremos correspondentes a intervalos de tempo de referência de 50 anos. No caso de os valores não variarem no tempo, as distribuições a considerar são as que apresentam a sua variabilidade num conjunto de estruturas semelhantes.

Quando distribuições probabilísticas não conseguirem expressar a variabilidade de algumas acções, os valores característicos serão definidos por valores nominais escolhidos convenientemente.

Os valores reduzidos das acções variáveis são definidos a partir da multiplicação dos valores característicos por coeficientes Ψ , quantificando deste modo as acções contando a sua combinação e o estado limite a considerar. Em geral, à que considerar os seguintes valores reduzidos de uma dada acção, representados em função do seu valor característico:

- $\Psi_0 \times F_k$ – valores de combinação;
- $\Psi_1 \times F_k$ – valor frequente;
- $\Psi_2 \times F_k$ – valor quase permanente.

Onde os coeficientes Ψ são dependentes do tipo de utilização dada à estrutura. [4].

4.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Na verificação da segurança em relação aos estados limites, devem-se considerar os valores de cálculo das acções actuantes. Estes valores pretendem considerar a simultaneidade das acções, combinando-as e afectando-as por coeficientes, γ , de afectação aos valores característicos das acções (segurança das acções) e dos coeficientes Ψ que manifestam os efeitos desfavoráveis [14].

As acções permanentes têm que obrigatoriamente aparecer em todas as combinações, bem como o seu valor característico mais desfavorável, o superior ou o inferior. As acções variáveis só deverão aparecer quando os seus efeitos forem desfavoráveis para a estrutura.

As combinações que realmente têm importância são aquelas que, de alguma forma, expressam a actuação simultânea das acções e que geram na estrutura efeitos desfavoráveis.

4.3.1. ESTADOS LIMITES

4.3.1.1. Estado limite último

Para verificar a segurança em relação ao estado limite último é necessário respeitar a condição seguinte:

$$S_d \leq R_d \quad (4.1.)$$

Onde:

S_d - valor de cálculo do esforço actuante;

R_d - valor de cálculo do esforço resistente.

Quando na verificação de segurança for necessário utilizar grandezas que não sejam esforços, a formulação manter-se-á, substituindo os esforços pela grandeza em questão. [4]

Os cálculos dos esforços actuantes nas verificações de segurança, tendo em conta as regras das combinações, são os seguintes:

Combinação fundamental: intervêm as acções permanentes e variáveis.

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1K} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{QjK} \right] \quad (4.2.)$$

Combinação acidental: intervêm as acções permanentes, as variáveis e as de acidente.

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{QjK} \quad (4.3.)$$

onde:

S_{Gik} — esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Q1K} — esforço resultante de uma acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{QjK} — esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico;

S_{Fa} — esforço resultante de uma acção de acidente, tomada com o seu valor nominal;

γ_{gi} — coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;

γ_q — coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

ψ_{0j}, ψ_{2j} — coeficientes ψ correspondentes à acção variável de ordem j .

Os coeficientes de segurança relativos às acções, γ_g e γ_q que figuram nas combinações fundamentais, devem tomar os seguintes valores:

$\gamma_g = 1,5$, no caso de a acção permanente em causa ter efeito desfavorável;

$\gamma_g = 1,0$, para todas as acções permanentes cujo efeito seja favorável;

$\gamma_q = 1,5$, para todas as acções variáveis. [4]

4.3.1.2. Estados limites de utilização

Para verificar a segurança em relação ao estado limite de utilização, atende-se a parâmetros que definem os estados limites tais como deformação e largura de fendas, utilizando valores unitários para os coeficientes de segurança, γ , para acções e propriedades de materiais, excepto se os regulamentos dos diferentes tipos de estruturas e de materiais assim o não indicarem.

A verificação da segurança estará garantida se os valores dos parâmetros que definem os estados limites forem iguais ou superiores aos obtidos a partir das combinações de acções de acordo com as seguintes regras:

Estados limites de muito curta duração – combinações raras:

$$\sum G_{i,m} + Q_{1,k} + \sum \psi_{1,j} Q_{j,k} \quad (4.4.)$$

Estados limites de curta duração - combinações frequentes:

$$\sum G_{i,m} + \psi_{1,1} Q_{1,k} + \sum \psi_{2,j} Q_{j,k} \quad (4.5.)$$

Estados limites de longa duração - combinações quase permanentes:

$$\sum G_{i,m}(+P) + Q_{1,k} + \sum \psi_{2,j} Q_{j,k} \quad (4.6.)$$

4.4. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES DE CÁLCULO

4.4.1. ACÇÕES PERMANENTES

No presente estudo apenas serão consideradas as acções permanentes verticais. Estas são representadas pelo peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais, como as paredes divisórias, os revestimentos de piso e as paredes exteriores.

As cargas verticais provenientes dos elementos estruturais são obtidas com base no valor do peso por m³ do betão armado, ou seja, o seu peso volúmico.

As acções permanentes consideradas no dimensionamento são as seguintes:

Quadro 4.1 - Acções Permanentes.

Garagem Privada	2 kN/m ²
Habitação	4 kN/m ²
Cobertura	4 kN/m ²
Paredes exteriores	10 kN/m

A acção permanente relativa aos pisos de habitação obtém-se da soma de duas parcelas. A primeira é referente ao peso próprio das divisórias, a segunda reflecte o peso dos revestimentos. Quanto aos revestimentos consideraram-se 6 cm de argamassa na face superior da laje e 2 cm na parte inferior, onde se considerou o peso próprio do betão simples 24 kN/m³, ficando:

$$p(\text{revestimentos}) = (0,02 + 0,06) \times 24 \cong 2,0 \text{ kN/m}^2$$

No caso das divisórias foi considerado 40% do peso de um metro linear de parede.

$$p(\text{divisória}) = 0,4 \times 2 \times 2,5 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Por fim, na cobertura foi considerada uma acção permanente igual à existente nos pisos habitacionais.

4.4.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

As acções variáveis são identificadas como sobrecargas. Estes valores são dependentes do uso que será dado ao edifício. Como o edifício será destinado a habitação e a garagem destinada a automóveis ligeiros particulares, o artigo 35º do RSA indica os seguintes valores de sobrecarga:

Quadro 4.2 - Acções Variáveis.

Garagem privada	4,0 kN/m ²
Habitação	2,0 kN/m ²
Varanda	5,0 kN/m ²
Cobertura	1,0 kN/m ²

5

5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

5.1. INTRODUÇÃO

Inicialmente no cálculo estrutural, o engenheiro de estruturas encontra um problema, a definição das secções transversais dos elementos resistentes, verticais e horizontais. Estas secções são definidas em função dos esforços solicitantes e serão utilizadas numa análise preliminar. Quanto melhor forem pré-estabelecidas as secções, menor será o esforço dispendido nos ajustes efectuados na definição da solução final.

5.2. LAJES

A primeira parte do pré-dimensionamento é direccionada para a laje, pois é necessário quantificar a carga proveniente da mesma que influencia cada viga e cada pilar ou parede, tentando perceber através de métodos simplificados se a solução encontrada é capaz de funcionar correctamente, tendo em conta os esforços actuantes.

O primeiro passo nesta fase é definir o vão teórico que irá influenciar a espessura mínima da laje adoptar, apresentado na figura seguinte:

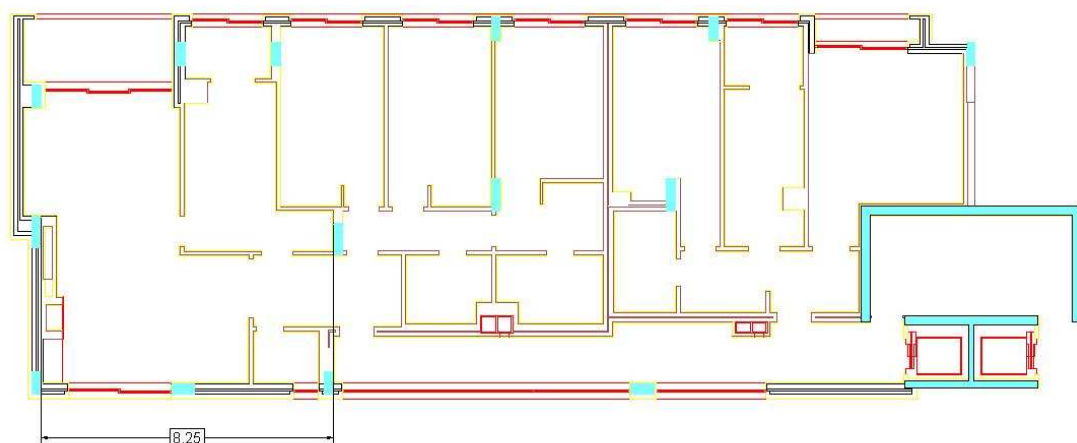


Figura 5.1 - Representação do vão teórico.

A expressão apresentada no artigo 102.2 do REBAP que permite pré-dimensionar a espessura mínima de laje, dispensando a verificação do estado limite de deformação quando o estado limite último é verificado é a seguinte[13]:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30 \times \eta \quad (5.1.)$$

De onde vem,

$l_i = \alpha \times l$ – vão equivalente da laje;

$\eta = 0,8$ – coeficiente dependente do tipo de aço usado (artigo 89.º do REBAP) ;

$\alpha = 0,8$ – considerando a laje encastrada num bordo e simplesmente apoiada no outro;

h - altura da laje;

l - vão teórico;

$$h \geq \frac{8,25 \times 0,8}{30 \times 0,8} \Leftrightarrow h \geq 0,275 \Rightarrow h = 0,30$$

Para validar a altura da laje obtida é necessário verificar a segurança, concluindo assim se o valor é suficiente para resistir às acções actantes. Com este objectivo é necessário definir os esforços, dependendo do uso que será dado à estrutura, habitação neste caso, fazendo cálculos aproximados do momento actuante na laje, M_{sd} , e do respectivo momento reduzido, μ , que deverá situar-se próximo ao valor 0,15. Este conduzirá a um valor económico de armadura, podendo encontrar-se no intervalo $0,10 < \mu < 0,20$.

As acções de cálculo para o tipo de edifício em causa (habitação) são as seguintes:

Quadro 5.1 - Acções de Cálculo.

Peso próprio (kN/m ³)	Revestimentos (kN/m ²)	Peso das divisórias (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)
25	2	2	2

A partir delas é então possível calcular por uma fórmula aproximada o momento negativo actuante na laje e o respectivo momento reduzido:

$$M_{sd}^- = \frac{p \times l^2}{10} = \frac{13,5 \times 8,25^2}{10} = 91,88 \text{ kN.m}$$

onde,

- $p = 25 \times \text{hlaje} + \text{revestimento} + \text{divisórias} + \text{sobrecarga} \Leftrightarrow$
 $\Leftrightarrow p = 25 \times 0,30 + 2,0 + 2,0 + 2,0 \Leftrightarrow p = 13,5 \text{ kN/m}^2$
- $l = 8,25 \text{ m}$

Pelo artigo 119.º do REBAP para determinação de esforços em lajes fungiformes, utiliza-se um método simplificado, o método dos pórticos equivalentes, onde se criam duas faixas, uma central e uma lateral, nas quais se distribuem os esforços, distribuição em fracções do momento total, que de um modo simplificado apresenta a distribuição real dos esforços. [16]

As fracções do momento actuante em cada faixa estão apresentados no quadro 5.2., divididos caso se trate da zona de momentos negativos ou positivos.

Quadro 5.2 - Fracções de momento actuantes.

Momentos flectores	Faixa central	Faixas laterais
Momentos Positivos	55	45
Momentos negativos	75	25

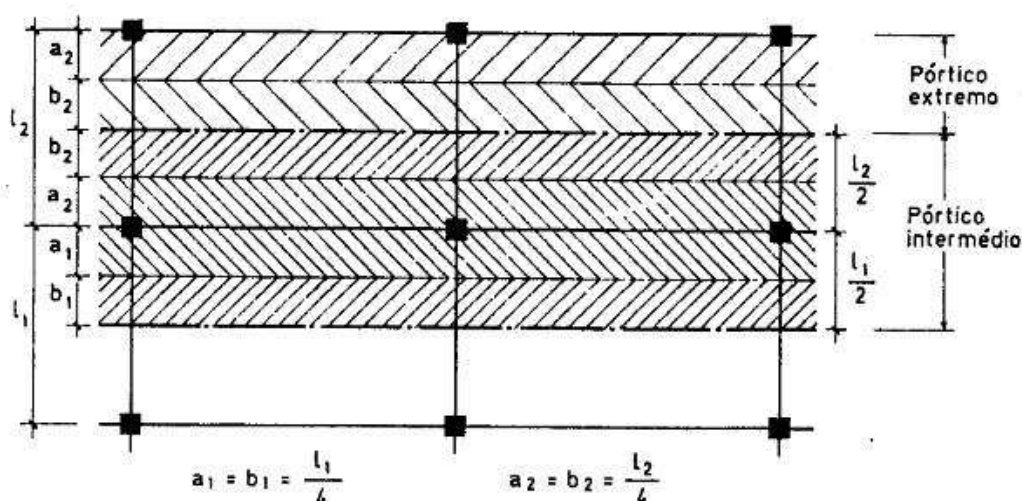


Figura 5.2 - Divisão em faixas de cada pórtico equivalente [16].

Para o pré-dimensionamento é necessário considerar a faixa central, pois admite-se que nela actua 75% do momento negativo actuante.

Como:

$$M_{\text{Total}} = M/m \times l \quad (5.2.)$$

$$M_{\text{Faixa Central}} = 0,75 \times M_{\text{Total}} = 0,75 \times \frac{M}{m} \times l \quad (5.3.)$$

$$M/m_{(\text{Faixa Central})} = 0,75 \times \frac{M}{m} \times l \times \frac{1}{l/2} = 1,50 \times \frac{M}{m} \quad (5.4.)$$

$$M_{sd}/m = 1,50 \times 91,88 = 137,82 \text{ KNm/m}$$

A expressão que permite calcular o momento reduzido, μ , é a seguinte:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (5.5.)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1,5 \times 137,82}{1,0 \times 0,26^2 \times 16700} = 0,183$$

em que,

- $b = 1,0 \text{ m}$ porque a análise é feita por metro linear de laje.
- $d = 0,30 - 0,04 = 0,26 \text{ m}$ e traduz a altura útil da laje.
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{25000}{1,5} = 16,7 \text{ MPa}$ e traduz o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Verifica-se então que o valor de μ se encontra no intervalo pretendido.

5.3. MUROS DE SUPORTE

O dimensionamento deste elemento resistente não faz parte do presente estudo, apenas tem importância proceder à sua localização para contabilizar os esforços nos pilares apenas até à intersecção, pois estes elementos apresentam uma secção muito superior à dos pilares e absorvem os esforços que se encontram na sua base. Com este objectivo foram identificados seis muros de suporte, escolhidos com base nas cotas do terreno.

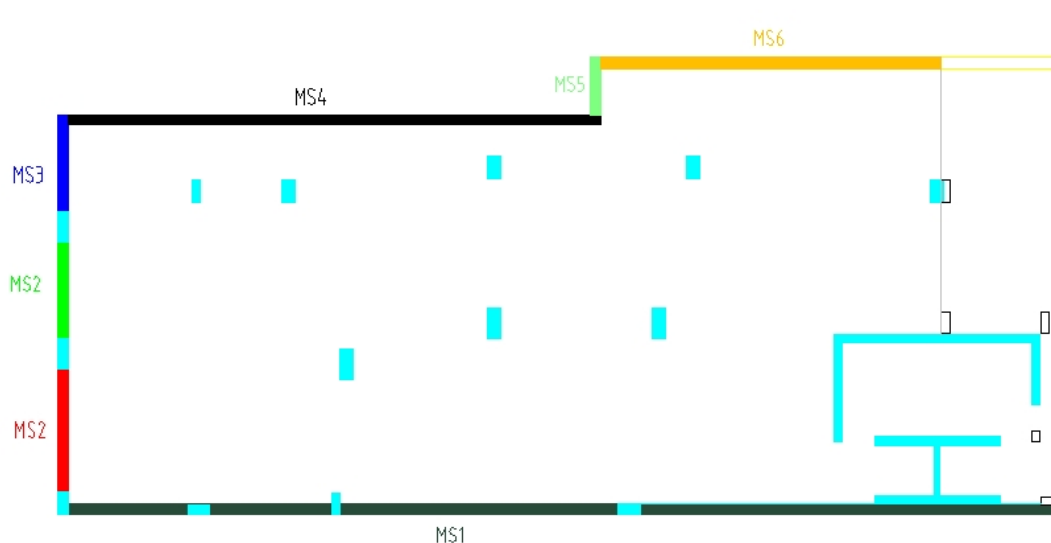


Fig.5.3. Localização dos muros de suporte

5.4. PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares é muito importante numa fase inicial de projecto. Estes limitam o espaço livre e consequentemente o ambiente arquitectónico do edifício.

Os pilares encontram-se submetidos à flexão composta desviada, originada pelo carregamento vertical, mas para o cálculo da sua secção inicial, o método usual é simplificado e apenas se tem em conta o esforço axial, ou seja, considera-se compressão simples. Numa fase mais avançada, verifica-se se a secção pré-dimensionada é suficiente.

Para o cálculo da secção dos pilares, é necessário contabilizar todas as cargas que são transmitidas aos mesmos, delimitando áreas de influência, que representam a carga absorvida pela laje e que é encaminhada para cada pilar, somando todas as áreas desde a cobertura até aos pisos inferiores, de forma a contabilizar os esforços máximos de compressão (Nsd), que traduzem a situação mais gravosa, na base dos pilares.

O cálculo das secções dos pilares tem por base a comparação do esforço axial actuante e o esforço axial resistente (Nrd). Como o betão armado é constituído por dois materiais, no cálculo da resistência à compressão, o esforço axial resistente é dividido em duas partes, o esforço axial resistido pelo betão (Nrd,c) e o esforço axial resistido pelo aço (Nrd,s).

$$Nsd \leq Nrd \quad (5.6.)$$

$$Nrd = Nrd,c + Nrd,s \quad (5.7.)$$

onde,

- $Nrd,c = 0,85 \times f_{cd} \times A_c$
- $Nrd,s = f_{syd} \times A_s$

f_{syd} - valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço;

Neste tipo de elemento resistente considerou-se para efeitos de pré-dimensionamento uma taxa de armadura (ρ) de 1% para conduzir a uma solução económica, podendo ir até a uma taxa máxima de 4% [3].

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cong 1\% \quad (5.8.)$$

O valor solicitante N_{sd} neste tipo de solução é dependente como visto da área de influência de cada pilar, então a expressão que permite estimar o seu valor em cada piso é:

$$N_{sd} = \Sigma(p(\text{pisos}) \times A_{inf} + P(\text{parede ext.}) \times l(\text{parede ext.})) \quad (5.9.)$$

Onde,

P (parede ext.) – Carga distribuída correspondente ao peso da parede exterior;

l (parede ext.) – largura de parede que descarrega directamente sobre a área de influência do pilar;

Ficando no final a expressão que permite pré-dimensionar os pilares:

$$N_{sd} \leq A_c \times f_{cd} \times 0,85 + 0,01 \times A_c \times f_{syd} \quad (5.10.)$$

Apresenta-se de seguida o quadro síntese do pré-dimensionamento dos pilares:

Quadro 5.3 - Secções dos Pilares Pré-Dimensionados.

	Nsd (total)	Ac (m2)	B real	H real
P1	1421	0,068	0,25	0,3
P2	1723	0,082	0,25	0,35
P3	2348	0,112	0,25	0,45
P4	2341	0,111	0,25	0,45
P5	2783	0,132	0,25	0,55
P6	2191	0,104	0,25	0,35
P7	1206	0,057	0,25	0,25
P8	2843	0,135	0,25	0,55
P9	2474	0,118	0,25	0,5
P10	2666	0,127	0,25	0,55
P11	435	0,021	0,25	0,2
P12	686	0,033	0,2	0,3
P13	991	0,047	0,2	0,25
P14	1860	0,089	0,3	0,3

As áreas de influência de cada pilar, apresentam-se no anexo 2.

5.5. PAREDE RESISTENTE DA CAIXA DE ELEVADORES

De forma a permitir uma betonagem correctamente efectuada e disposição de armadura correcta optou-se como é usual nestes edifícios por uma parede com a espessura mínima de 20 cm, que se verificou ser suficiente.

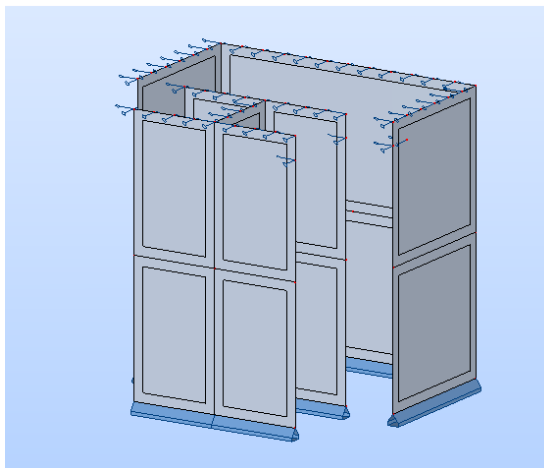


Figura 5.3 - Parede resistente.

6

6. DIMENSIONAMENTO

6.1. MODELO ESTRUTURAL EM ESTUDO

O objectivo da definição de um modelo estrutural é fazer uma aproximação credível da estrutura real, para servir de base ao cálculo dos esforços e neste caso das deformações previsíveis da estrutura.

O primeiro passo é pré-dimensionar os elementos de betão armado para de seguida possibilitar a construção do modelo idealizado. Como o objectivo deste estudo é verificar as deformações originadas nas alvenarias de fachada, basta então definir um piso tipo para posteriormente se passar ao cálculo estrutural.

Para tornar então o modelo próximo da realidade foram tidos em conta os seguintes aspectos:

- Pilares e zonas maciças de laje modelados como elementos de barra;
- Pilares encastrados na extremidade inferior. Na extremidade superior foram bloqueadas as rotações em todas as direcções e os deslocamentos apenas nas direcções horizontais, comportando-se este apoio como um encastramento deslizante;
- Pilares com 3,0 m de altura, acima e abaixo do piso;
- As caixas de escadas e de elevadores, como é habitual, constituídas por paredes resistentes em betão armado,
- Foi considerada uma malha quadrada de elementos finitos com 0,5 m de lado;
- A laje foi considerada como um elemento de casca com uma altura de 0,31m, utilizando um modelo já pré-existente no programa de cálculo, adequado a este tipo de lajes;

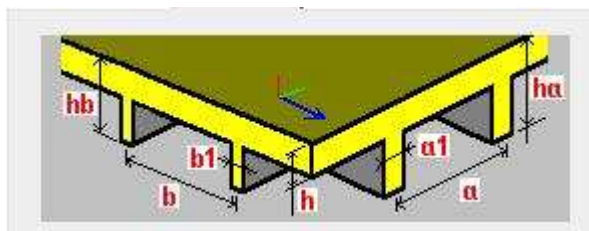


Figura 6.1 - Modelo de Laje Fungiforme Aligeirada do programa de cálculo.

Os elementos da figura 6.1 - têm as seguintes dimensões:

Quadro 6.1 - Dimensão dos Elementos da Figura 6.1.

Parâmetro	ha (m)	hb (m)	a1 (m)	a2 (m)	h (m)	a (m)	b (m)
Dimensão	0,31	0,31	0,15	0,15	0,06	0,9	0,9

A estrutura foi carregada com as ações apresentadas no capítulo 4 (Estado limite último).
O modelo introduzido para o estudo no programa de cálculo foi o seguinte:

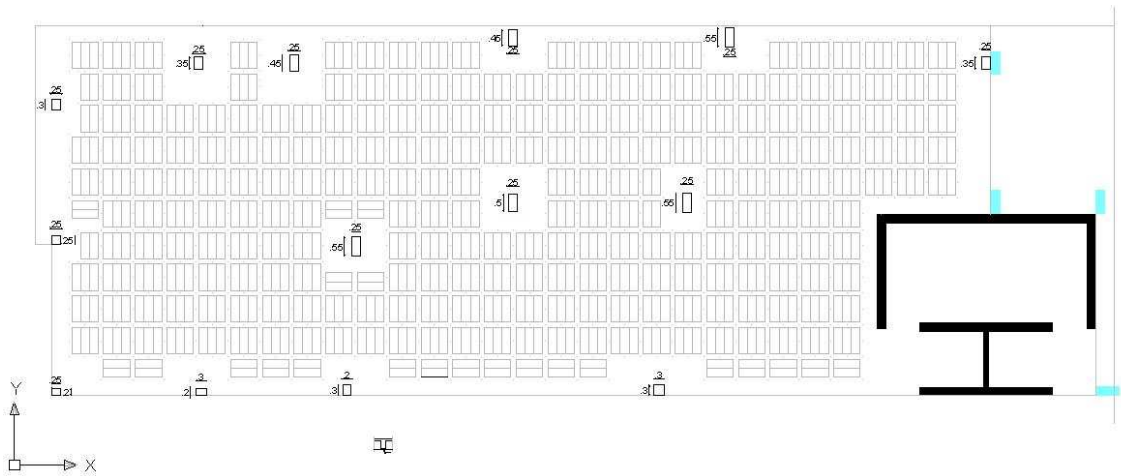


Figura 6.2 - Modelo de cálculo introduzido.

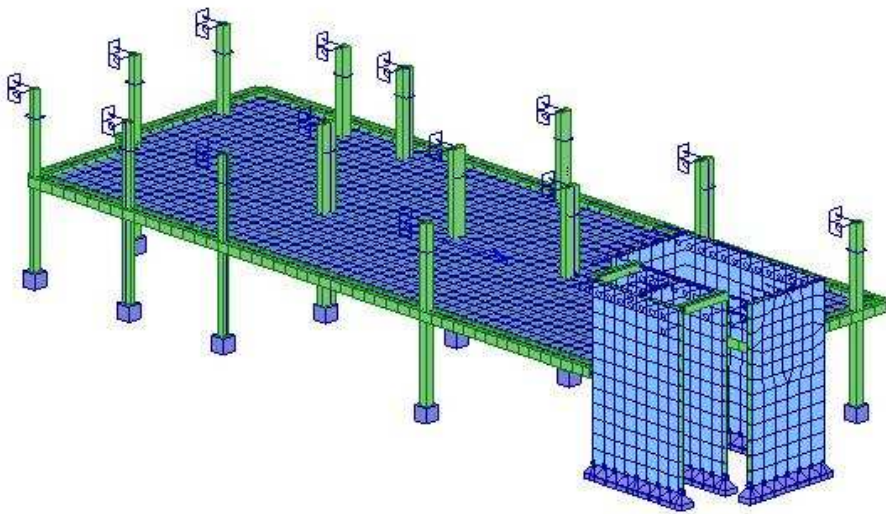


Figura 6.3 - Modelo de cálculo 3D obtido no programa de cálculo.

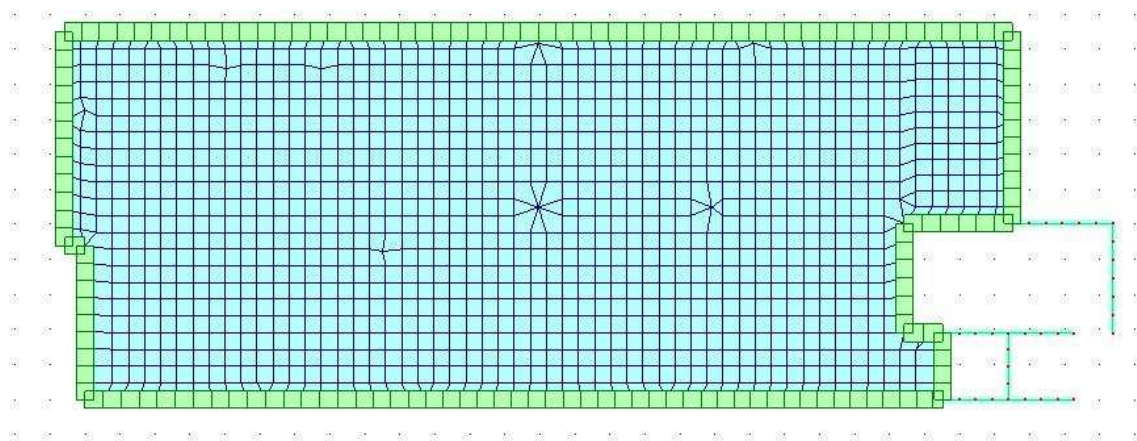


Figura 6.4 - Modelo de cálculo 2D obtido no programa de cálculo.

6.2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS PARA ARMADURAS

6.2.1. ARMADURAS PRINCIPAIS E SECUNDÁRIAS

O dimensionamento das estruturas de betão armado e pré-esforçado é feito com base em critérios que regulam as armaduras a colocar nas peças. Nestas estruturas devem colocar-se dois tipos de armadura. Para além das armaduras principais, são necessárias armaduras secundárias, que lhes garantam um funcionamento eficiente, que assegurem as ligações dos elementos que tendem a destacar-se e que tenham em conta o alargamento da fendilhação localizada.

Como o funcionamento das estruturas é bastante complexo e os esquemas estruturais que tentam traduzir esse funcionamento nem sempre o fazem de forma eficiente, torna-se necessário colocar não só a armadura principal, mas também a armadura secundária, de forma a assegurar um bom comportamento global das estruturas. São particularmente necessárias quando existam singularidades localizadas devidas quer a variação brusca de geometria das peças (nós, aberturas, variações de secção, entre outros) quer a actuação de forças em zonas restritas dos elementos estruturais (cargas concentradas, zonas de amarração dos cabos de pré-esforço, zonas de emendas e amarração de varões) [3].

6.2.2. DISTÂNCIAS LIVRES EM ARMADURAS

Para cumprir regulamentarmente as disposições relativas a armaduras é necessário ter em conta neste estudo alguns aspectos:

- A distância livre entre armaduras ou entre agrupamentos destas deve ser suficiente para permitir realizar a betonagem em boas condições, assegurando-lhes desta forma um bom envolvimento pelo betão e as necessárias condições de aderência.
- No caso de armaduras ordinárias, a distância livre entre varões não deve ser inferior ao maior diâmetro dos varões em causa (ou ao diâmetro equivalente dos seus agrupamentos), com um mínimo de 2 cm.
- As distâncias entre armaduras, além de obedecerem aos mínimos aqui indicados, devem ser também compatibilizadas com a máxima dimensão do inerte utilizado, com vista a assegurar um eficaz envolvimento das armaduras pelo betão. Nos casos em que haja grande densidade

de armaduras, os varões devem ficar alinhados em planos verticais, com reserva de espaço para passagem de uma agulha de vibrador. [3]

6.2.3. RECOBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS

As disposições relativas a recobrimentos mínimos devem permitir boas condições de betonagem, assegurando não só uma protecção contra a corrosão mas também uma eficiente transmissão de esforços entre a armadura e o betão.

Os recobrimentos mínimos a adoptar em elementos não laminares em que se utilize betão de classe inferior a B30 e armaduras ordinárias devem ser os seguintes:

Quadro 6.2 - Recobrimentos Mínimos.

Ambientes pouco agressivos	Ambientes moderadamente agressivos	Ambientes muito agressivos
2,0 cm	3,0 cm	4,0 cm

Os valores do quadro 6.2. podem ser diminuídos de 0,5 cm, no caso de elementos laminares ou no caso em que os betões sejam da classe B30, B35 e B40. Serão diminuídos de 1,0 cm para classes de betões superiores a B40. Os valores do recobrimento, após proceder a estas diminuições, não devem em caso algum ser inferior a 1,5 cm.

Além do que foi referido acima, o recobrimento mínimo não deverá ser inferior ao diâmetro das armaduras ordinárias (ou ao diâmetro equivalente, no caso de existirem varões de diâmetros diferentes na secção). [3]

Foi assim adoptado um recobrimento de 35 mm.

6.2.4. ADERÊNCIA DAS ARMADURAS AO BETÃO

A aderência das armaduras de betão engloba dois aspectos, o funcionamento do conjunto betão e armaduras e os seus critérios de amarração e emendas.

A amarração e emendas das armaduras são quantificadas basicamente através de uma tensão de rotura de aderência, tensão esta que depende das características de aderência das armaduras, das condições de envolvimento das armaduras pelo betão e pela classe do betão.

Respeitante à aderência das armaduras do betão, podem ser classificadas em armaduras de aderência normal e armaduras de alta aderência.

Em termos de condições que se encontram dependentes do envolvimento dos varões pelo betão, consideram-se que estes se encontram em condições de boa aderência quando formam com a horizontal um ângulo compreendido entre 45° e 90° aquando da betonagem, ou então, quando os varões se encontram integrados em elementos cuja espessura, na direcção da betonagem, não exceda 25 cm; no caso de esta espessura exceder 25 cm, considera-se que os varões estão ainda em condições de boa aderência se se situarem na metade inferior do elemento (ou na metade inferior da parte betonada numa mesma fase da betonagem) ou a mais de 30 cm da sua face superior.

São apresentados os valores de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd} , das armaduras ordinárias no quadro seguinte:

Quadro 6.3 - Valores de cálculo da Tensão de Rotura da Aderência, f_{bd} . [3].

Características de aderência dos varões	Classe do betão									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	
Aderência normal	0,8	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	
Alta aderência	1,8	2,1	2,4	2,7	3	3,3	3,6	3,9	4,2	

Os valores indicados no quadro 6.3. referem-se a varões betonados em condições de boa aderência; Para outras condições de aderência, estes valores devem ser multiplicados por 0,7. [3]

6.2.5. AMARRAÇÃO DE VARÕES DE ARMADURAS ORDINÁRIAS

As partes extremas das armaduras, devem ser fixadas ao betão por amarrações. As amarrações podem ser realizadas por prolongamento recto ou curvo dos varões, por laços ou por dispositivos mecânicos especiais.

A amarração de varões através de prolongamentos, que no caso de ser feita através de um prolongamento curvo, pode incluir um gancho, está dependente da capacidade de aderência dos varões ao betão e do tipo de esforços aos quais se encontram submetidos. Assim sendo, quando os varões apresentam aderência normal, devem utilizar-se amarrações com ganchos, excepto se os varões se encontrarem sempre sujeitos à compressão. No caso de varões com alta aderência, as amarrações podem ser rectas, excepto se os varões se encontrarem sempre sujeitos à tracção, caso em que se podem utilizar as ligações com gancho ou cotovelos.

Na figura seguinte apresentam-se os tipos de amarração de armaduras acima indicados:

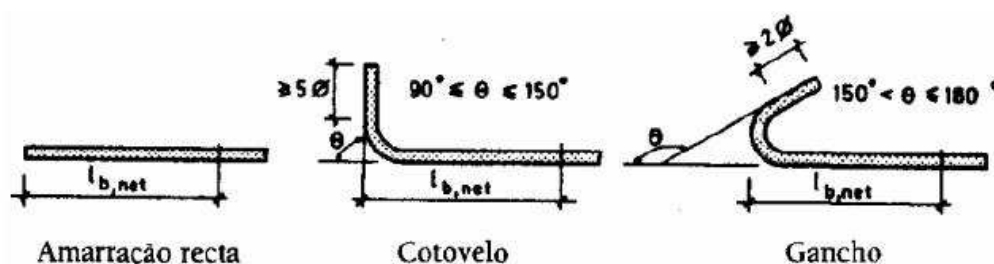


Figura 6.5 - Tipos de Amarração de Armaduras.

O comprimento de amarração de varões, $l_{b,net}$, é definido através da expressão seguinte:

$$l_{b,net} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \alpha_1 \quad (6.1.)$$

em que:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \frac{f_{syd}}{f_{bd}} \quad (6.2.)$$

Não devendo em nenhum caso, ser tomados inferiores a qualquer dos seguintes valores:

- 10 \emptyset ;
- 100 mm;
- 0,3 l_b , no caso de varões traccionados;
- 0,6 l_b , no caso de varões comprimidos.

Nas expressões 6.1. e 6.2., o significado dos símbolos é o seguinte:

$A_{s,cal}$ - secção da armadura requerida pelo cálculo;

$A_{s,ef}$ - secção da armadura efectivamente adoptada;

α_1 - coeficiente cujo valor é 0,7, no caso de amarrações curvas em tracção, e é igual à unidade nos restantes casos;

\emptyset - diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento;

f_{syd} - valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço;

f_{bd} - valor de cálculo da tensão de rotura de aderência. [3]

6.3. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS EM VIGAS

6.3.1. ARMADURA MÁXIMA E MÍNIMA

Para simular o comportamento das zonas maciças da laje fungiforme aligeirada, foram introduzidas no programa de cálculo vigas com a altura da laje.

Este elemento é dimensionado como se de uma viga se tratasse, e por isso são apresentadas as disposições construtivas das vigas.

A percentagem de armadura longitudinal mínima em vigas cuja classe do aço é A500 é 0,12 e é definida através da seguinte expressão:

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \times d} \times 100 \quad (6.3.)$$

em que,

ρ – percentagem de armadura longitudinal;

A_s – área da secção de armadura;

b_t - largura média da zona traccionada da secção;

d – altura útil da secção.

A área máxima de armaduras longitudinais presentes em vigas, sejam de compressão ou tracção, não deve exceder 4% da área total da secção da viga. [3]

6.3.2. ESPAÇAMENTO MÁXIMO DA ARMADURA LONGITUDINAL

O espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal de vigas para evitar a verificação da largura de fendas, na zona dos momentos flectores máximos não deve, para as armaduras ordinárias ser superior aos valores apresentados no quadro seguinte:

Quadro 6.4 - Espaçamento Máximo dos Varões da Armadura Longitudinal de Vigas [3].

Ambiente	Tipo de aço		
	A235	A400	A500
Pouco agressivo ($w=0,3$ mm)	-	12,5	10
Moderadamente agressivo	-	7,5	5

6.3.3. CONTROLO DE FENDILHAÇÃO

Nas estruturas de betão armado a fendilhação deve ser limitada para não ser afectada a durabilidade da estrutura nem o seu correcto funcionamento. Esta fendilhação é corrente em estruturas que sejam sujeitas a esforços de flexão, esforço transversal, torção ou tracção resultantes de acções directas ou de deformações impostas. Outras causas para a abertura de fendas são a retracção plástica ou reacções químicas expansivas internas do betão endurecido.

Quando se encontra necessário controlar a fendilhação é necessário calcular uma quantidade mínima de armadura aderente para limitar a fendilhação nas zonas em que se prevejam tensões de tracção. Esta quantidade pode ser estimada com base no equilíbrio da força de tracção no betão, imediatamente antes da fendilhação, pela força de tracção nas armaduras na tensão de cedência ou numa tensão menor se tal for necessário para limitar a largura de fendas.

A armadura mínima que permite controlar a fendilhação é calculada através da expressão seguinte:

$$A_{s,min} \times \sigma_s = K_c \times K \times f_{ct,eff} \times A_{ct} \quad (6.4.)$$

em que,

$A_{s,min}$ - área mínima das armaduras para betão armado na zona traccionada;

K_c - coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário. Para tracção simples o seu valor é 1,0.

K - é um coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção, sendo o seu valor 0,8 para almas com $h \leq 300 \text{ mm}$ e 0,65 para almas com $h \geq 800 \text{ mm}$. Os valores intermédios podem ser obtidos por interpolação;

$f_{ct,eff}$ - valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas. $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ ou inferior, ($f_{ctm}(t)$), se se prever uma fendilhação antes dos 28 dias;

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;

A_{ct} - área de betão traccionado. A zona de betão traccionado é aquela em que, pelo cálculo da secção, se demonstra que está em tracção imediatamente antes da formação da primeira fenda.

σ_s - tensão máxima permitida na armadura imediatamente depois da formação da fenda. Poderá ser considerada como 100% da tensão de cedência da armadura, f_{yk} . [15]

[6]

6.3.4. INTERRUPTÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Para possibilitar a interrupção das armaduras é obrigatório garantir a absorção das forças de tracção correspondentes a um diagrama obtido por translação, paralela ao eixo da viga, do diagrama de Msd/z , e em que Msd é o valor de cálculo do momento actuante numa dada secção e z é o braço do binário das forças interiores na mesma secção.

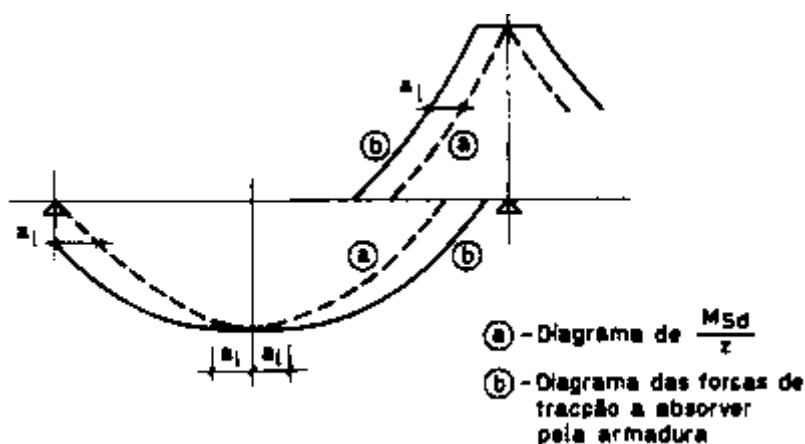


Figura 6.6 - Diagrama por translação.

Esta translação a_l varia com o valor de cálculo do esforço transversal actuante, Vsd , e com o tipo de armadura de esforço transversal. Apresenta-se de seguida os valores no caso da solução escolhida ser de estribos verticais, como no presente estudo:

- Quando $V_{sd} \leq \frac{2}{3} \times \tau_2 \times b_w \times d$, a_l toma o valor de d .
- Quando $V_{sd} > \frac{2}{3} \times \tau_2 \times b_w \times d$, a_l toma o valor de $0,75d$.

em que,

τ_2 - valor de tensão apresentado no quadro 6.5.;

b_w - largura da alma da secção;

d - altura útil da secção.

Quadro 6.5 - Valor da Tensão τ_2 (MPa) [3].

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
τ_2	2,40	3,20	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00

Neste cálculo das dispensas utilizou-se um método simplificado que consiste em considerar os diagramas de momentos como lineares em vez do real parabólico. Assim, determina-se de um modo mais simples o valor da coordenada “L” da zona maciça a partir da qual se pode dispensar a armadura, ou seja, encontra-se o ponto de intersecção dos momentos flectores com o ponto dos momentos resistentes da solução de armadura escolhida a meio do tramo.

A simplificação apresenta-se a seguir:

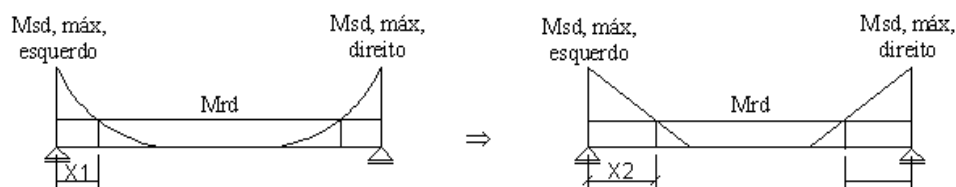


Figura 6.7 - Simplificação do cálculo da dispensa de armadura.

Como se pode verificar na figura 6.7., o valor de X_1 será sempre inferior ao valor de X_2 o que permite afirmar que esta simplificação é feita pelo lado da segurança, já que a armadura será sempre dispensada num ponto mais afastado do apoio do que o necessário para garantir uma amarração correcta dos varões, não se considerando o valor da diferença como relevante.

Com isto, pode-se afirmar que a coordenada, $X_{dispensa}$, na qual se pode dispensar um varão genérico em relação ao apoio é calculado através de:

$$X_{dispensa} = X_{apoio} + X_2 + a_l + l_{b,net} \quad (6.5.)$$

6.3.5. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

6.3.5.1. Disposições construtivas

Os estribos são os elementos constituintes da armadura que resiste ao esforço transversal. Devem envolver tanto a armadura de tracção como a armadura de compressão, quando esta seja considerada como resistente e armar as vigas ao longo de todo o vão, abrangendo a totalidade da sua altura.

As partes extremas dos estribos devem terminar por meio de ganchos, sendo também viável terminar em cotovelos se os varões constituintes forem de alta aderência (figura 6.5.).

A distância máxima entre dois ramos consecutivos de estribos não deve ser superior à altura útil da viga nem 60 cm.

No caso de armaduras do tipo A500, a percentagem de estribos ρ_w , não deve ser inferior a 0,08, percentagem esta definida por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \sin \alpha} \quad (6.6.)$$

em que,

A_{sw} - área total da secção transversal dos vários ramos do estribo;

b_w - largura da alma da secção;

s - espaçamento dos estribos;

α - ângulo formado pelos estribos com o eixo do elemento ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$).

O espaçamento dos estribos, s , deve, no caso de estribos normais ao eixo da viga, respeitar as seguintes condições:

Nas zonas em que $V_{sd} \leq \frac{1}{6} \times \tau_2 \times b_w \times d$:

$s \leq 0,9 \times d$, com máximo de 30 cm;

Nas zonas em que $\frac{1}{6} \times \tau_2 \times b_w \times d < V_{sd} \leq \frac{2}{3} \times \tau_2 \times b_w \times d$:

$s \leq 0,5 \times d$, com máximo de 25 cm;

Nas zonas em que $V_{sd} > \frac{2}{3} \times \tau_2 \times b_w \times d$:

$s \leq 0,3 \times d$, com máximo de 20 cm;

Nas zonas das vigas em que se verifique a condição $V_{sd} < \tau_1 \times b_w \times d$, estes valores mínimos da percentagem de estribos poderão ser reduzidos multiplicando-os pela relação $\frac{V_{sd}}{\tau_1 \times b_w \times d}$, em que τ_1 toma os valores referidos no quadro 6.6..

Se se introduzir o valor da percentagem mínima de armadura de esforço transversal, $\rho_{w,min}$, na expressão 6.6. obtém-se a área da armadura mínima a garantir nas soluções de estribos, como se pode ver no ponto 6.4.2. exemplificado.

6.3.5.2. Armadura de esforço transversal

O REBAP indica a teoria da treliça de Morsch, convenientemente corrigida para o cálculo do esforço transversal resistente, V_{rd} , para elementos que se encontram sujeitos a flexão simples ou composta.

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad (6.7.)$$

O termo V_{cd} representa a correcção da teoria de Morsch e é calculado através de:

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \quad (6.8.)$$

$$V_{cd} = 0,75 \times 1000 \times 0,50 \times 0,27 \Leftrightarrow V_{cd} = 101,25 \text{ kN}$$

O termo V_{wd} traduz a resistência das armaduras do esforço transversal segundo a mesma teoria e calcula-se através de:

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} \times (1 + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad (6.9.)$$

Os símbolos das equações já se encontram definidos acima, excepto o parâmetro τ_1 que é uma tensão definida no quadro seguinte:

Quadro 6.6 - Valor da Tensão τ_1 (MPa) [3].

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
τ_1	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,15

De seguida apresenta-se o método de cálculo das armaduras de esforço transversal numa zona intermédia entre pilares, já que nas zonas dos pilares não é necessária armadura de esforço transversal.

Neste tipo de situação onde aparece um tramo com valores positivos e negativos do esforço transversal, existe uma zona intermédia onde será colocada uma solução de estribos que é a mínima exigida para garantir a segurança. Então o modelo de cálculo nestas situações consiste em calcular soluções de estribos para os valores máximos que se encontram nos extremos e calcular os pontos em que os valores do esforço transversal igualam os valores do esforço transversal resistente referentes à armadura mínima, onde se colocará uma solução de estribos mínima.

Para isso será utilizada uma simplificação próxima da utilizada em 6.3.4. para a dispensa da armadura transversal, utilizando também um método simplificado.

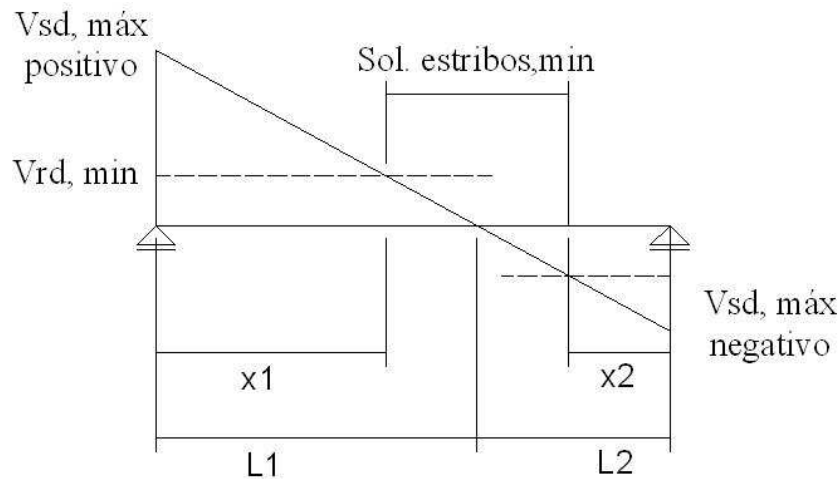


Figura 6.8 - Simplificação do método de dispensa de armadura transversal.

Entre os pilares e as distância x_1 e x_2 será colocada a solução de armadura referente ao $v_{sd,máx}$ positivo e $v_{sd,máx}$ negativo, respectivamente. Entre as distâncias x_1 e x_2 será colocada a armadura mínima, onde:

$$X_1 = \frac{(V_{sd,máx} - V_{rd,min}) \times L_1}{V_{sd,máx}} \quad (6.10.)$$

$$X_2 = \frac{(V_{sd,máx} - V_{rd,min}) \times L_2}{V_{sd,máx}} \quad (6.11.)$$

6.4. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA EM ZONAS MACIÇAS

Neste capítulo são apresentados exemplos de cálculo das armaduras dos elementos horizontais em estudo. Para isso serão utilizadas as disposições construtivas atrás indicadas e sempre que necessário apresentadas metodologias complementares.

6.4.1. CÁLCULO DE ARMADURAS LONGITUDINAIS NAS ZONAS MACIÇAS

Nos bordos, as zonas maciças das lajes fungiformes aligeiradas foram modeladas como elementos de barra. Para efeitos de cálculo, o seu dimensionamento é feito de modo idêntico ao utilizado nas vigas. Esta modelização das zonas maciças conduziu a uma secção com a altura da laje e uma base de 0,50 m.

Neste ponto será demonstrado o dimensionamento da zona maciça 1. As restantes zonas maciças foram dimensionadas de igual modo e serão apresentados os resultados em anexo.

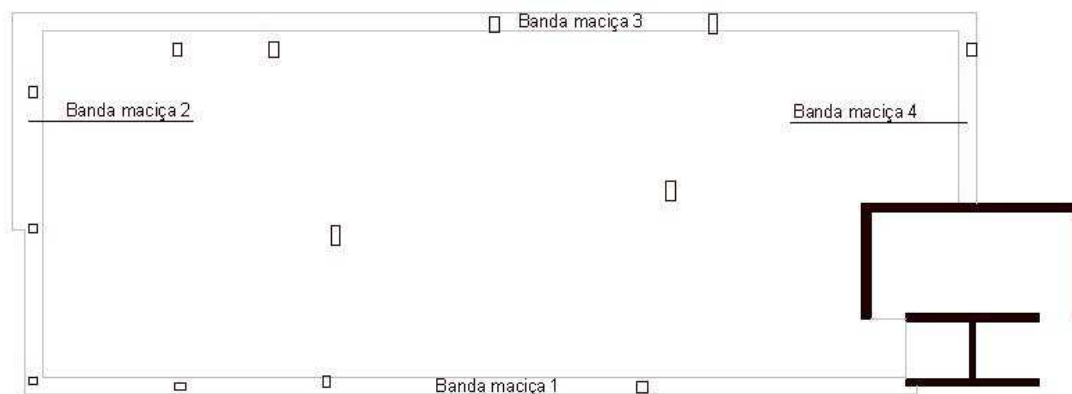


Figura 6.9 - Representação das Bandas Maciças.

Para a obtenção dos esforços actuantes para o dimensionamento das armaduras longitudinais é necessário recorrer ao programa de cálculo já referido, obtendo-se o diagrama dos momentos flectores apresentado a seguir:

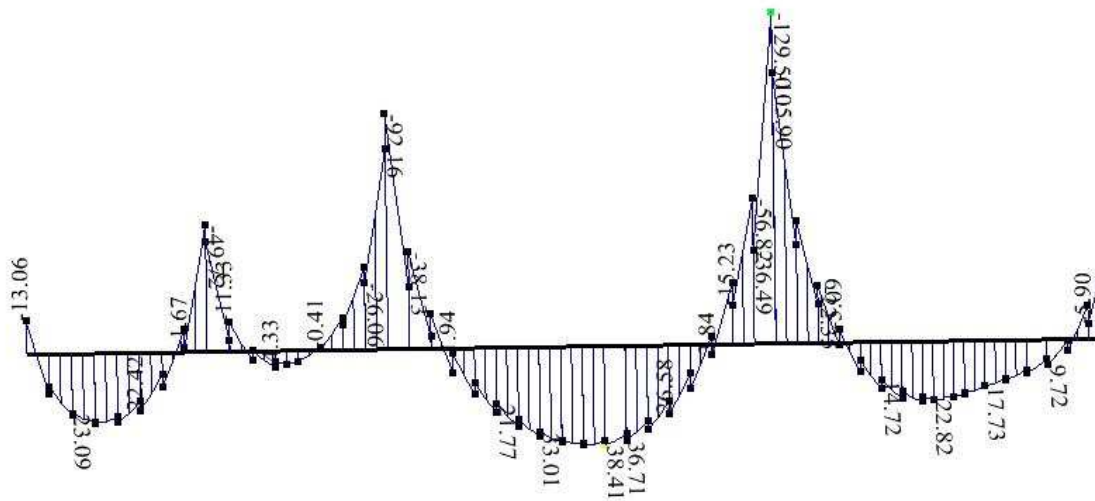


Figura 6.10 - Diagrama dos momentos flectores referentes à zona Maciça 1.

Para o dimensionamento das armaduras, foram utilizadas as fórmulas sugeridas pelas tabelas “Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão” com um $\mu < 0,31$.

Como se pode verificar na figura 6.10, o momento máximo negativo é de -129,50. O respectivo momento reduzido é o seguinte:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \Leftrightarrow \mu = \frac{129,50}{0,50 \times 0,27^2 \times \frac{25000}{1,5}} \Leftrightarrow \mu = 0,21$$

Então a armadura de cálculo para esta secção fica pelas referidas tabelas:

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (6.12.)$$

$$A_s = 0,21 \times (1 + 0,21) \times 0,50 \times 0,27 \times \frac{\frac{25000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} \Leftrightarrow A_s = 13,38 \text{ cm}^2$$

Para o valor da altura útil d, considerou-se o valor de 0,27, valor este que difere do utilizado no pré-dimensionamento. Para efeitos de pré-dimensionamento não foi adicionada à laje 1 cm de lâmina de compressão, o que se apresentou aceitável nessa fase do estudo.

O valor deste parâmetro poderia ser considerado um pouco abaixo, considerando que o edifício se encontra num ambiente pouco ou moderadamente agressivo, mas utilizou-se um valor de recobrimento de 35 mm, entendendo que se apresenta mais conservativo e pelo lado da segurança.

Antes de se passar à apresentação da solução escolhida para a armadura longitudinal desta zona maciça, é importante salientar que se optou por colocar uma armadura corrida reforçando-se essa armadura nas zonas em que for necessário.

Com os valores de armaduras obtidas, optou-se por usar uma solução de armadura longitudinal com varões de Ø16 para resistir aos momentos negativos e Ø12 para os momentos positivos.

$$A_{s,cal} = 13,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7\text{Ø}16 \Rightarrow A_{s,eff} = 14,07 \text{ cm}^2$$

Para o segundo momento negativo máximo, -92,16 vem:

$$\mu = \frac{92,16}{0,50 \times 0,27^2 \times \frac{25000}{1,5}} = 0,15$$

$$A_s = 0,15 \times (1 + 0,15) \times 0,50 \times 0,27 \times \frac{\frac{25000}{1,5}}{\frac{500000}{1,15}} \Leftrightarrow A_s = 9,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,cal} = 9,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{Ø}16 \Rightarrow A_{s,eff} = 10,05 \text{ cm}^2$$

No caso dos momentos positivos o cálculo das armaduras é similar, optando-se por não se fazer nenhuma dispensa da armadura longitudinal, escolhendo-se varões de Ø12, dado que os valores dos momentos positivos são baixos.

$$Msd^+ = 38,41 \Rightarrow A_{s,cal} = 3,48 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{Ø}12 \Rightarrow A_{s,eff} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Após o cálculo da armadura é necessário verificar se esta cumpre o espaçamento livre entre varões, d , indicado no quadro 6.4. que garante a verificação da fendilhação.

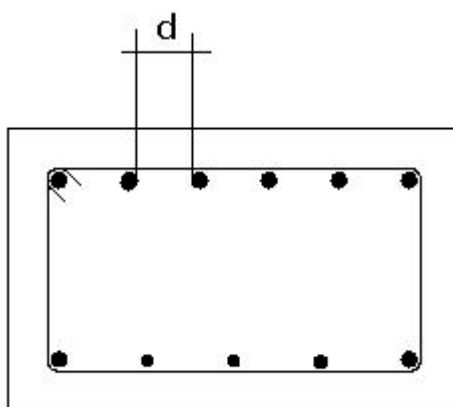


Figura 6.11 - Representação do espaçamento livre entre varões em corte.

O espaçamento livre, no caso do momento máximo negativo é calculado para os sete varões de 16 mm, através da expressão seguinte, adoptando estribos de Ø6 como se poderá ver no ponto 6.4.2. no dimensionamento das armaduras de esforço transversal.

$$d = \frac{\text{Base} - (2 \times \text{Øestribo} + 2 \times \text{recobrimento} + 7 \times \text{Øvarões})}{\text{n.º espaços livres entre varões}} \quad (6.13.)$$

ficando:

$$d = \frac{0,50 - (2 \times 0,006 + 2 \times 0,035 + 7 \times 0,016)}{6} \Leftrightarrow d = 0,051 \text{ m}$$

Como se pode verificar o valor é inferior ao espaçamento máximo para o aço A500 e é superior ao diâmetro dos varões, o que permite um betonagem em boas condições, de envolvimento das armaduras pelo betão.

Por fim é necessário verificar se as percentagens de armadura se encontram dentro dos limites regulamentares e se as áreas de armadura são suficientes para controlar a fendilhação.

Para a zona do maior momento negativo a percentagem de armadura fica:

$$\rho = \frac{14,07 \times 10^{-4}}{0,50 \times 0,27} \times 100 = 1,04\% > 0,12$$

No caso da zona do maior momento positivo:

$$\rho = \frac{5,65 \times 10^{-4}}{0,50 \times 0,27} \times 100 = 0,42\% > 0,12$$

Verifica-se que as percentagens de armadura cumprem o regulamento.

O quadro sumário da armadura na banda maciça 1 é o seguinte:

Quadro 6.7 - Solução de armadura longitudinal para a banda maciça 1.

Banda maciça 1						
Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm ²)	Solução	As,efect (cm ²)	ρ (%)
Superior	-13,60	0,02	1,18	3Ø16	6,03	0,45
	-49,72	0,08	4,58	3Ø16	6,03	0,45
	-92,16	0,15	9,04	5Ø16	10,05	0,74
	-129,50	0,21	13,38	7Ø16	14,07	1,04
	-23,10	0,04	2,04	3Ø16	6,03	0,45
Inferior	27,12	0,04	2,41	5Ø12	5,65	0,42
	5,20	0,01	0,45	5Ø12	5,65	0,42
	38,41	0,06	3,48	5Ø12	5,65	0,42
	22,95	0,04	2,03	5Ø12	5,65	0,42

As restantes armaduras, bem como as verificações encontram-se no anexo 3.

6.4.2. ARMADURA RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO

As zonas maciças tais como as vigas necessitam de armadura que resista ao esforço transversal. Para este cálculo é necessário dispor do diagrama do esforço transversal.

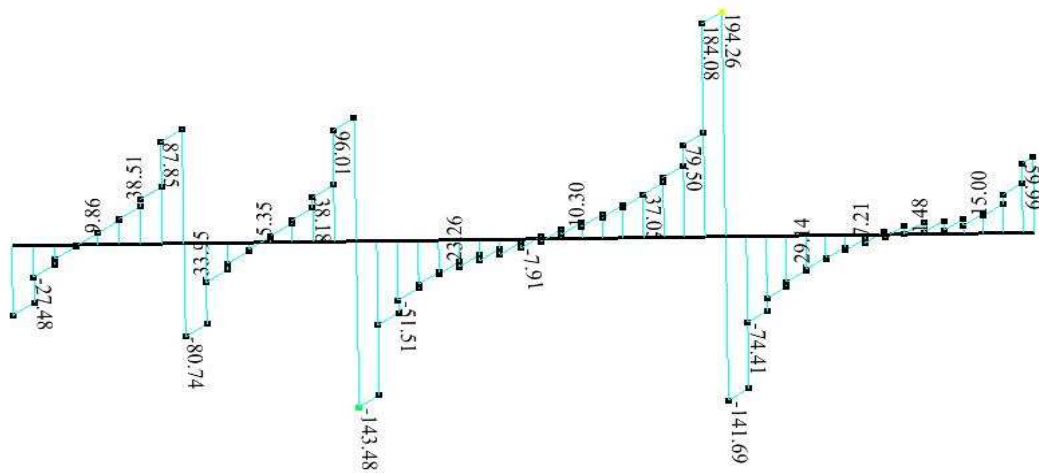


Figura 6.12 - Diagrama do esforço transversal na Banda Maciça 1.

Neste ponto vai ser analisado um tramo intermédio onde se apresentam os maiores valores do esforço transversal, os restantes tramos dimensionam-se de igual modo.

Para isto é necessário calcular a armadura mínima a partir da percentagem mínima estipulada no REBAP. Pela expressão 6.6. a solução de estribos mínima vem:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w,\min} \times b_w \times \sin \alpha \times 100 \quad (6.14.)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0,08 \times 0,50 \times 1,0 \times 100 \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} \Leftrightarrow A_s = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Escolhendo uma solução de três ramos com um diâmetro de 6 mm, que apresenta uma área de 0,848 cm² fica:

$$S \leq \frac{0,848}{4} = 0,21 \text{ m} \Rightarrow \emptyset 6//0.20(3r) \Rightarrow A_{s,\text{eff}} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta solução apresenta uma área ligeiramente superior à requerida, sendo com este valor que se calcula o esforço transversal mínimo resistente.

$$V_{wd,\min} = 0,9 \times 0,27 \times 4,24 \times 10^{-4} \times \frac{500000}{1,15} \times (1 + 0) \times 1 = 44,80 \text{ kN}$$

$$V_{rd,\min} = 101,25 + 44,80 \Leftrightarrow V_{rd,\min} = 146 \text{ kN}$$

Após a determinação da armadura mínima, calculam-se as soluções de estribos para os valores extremos. Apresenta-se o seguinte quadro, que contém os valores máximos extremos e as respectivas coordenadas.

Quadro 6.8 - Valores Máximos do Esforço Transverso na Banda Maciça 1.

Vsd (kN)	-	-143,48	0	194,26	-
X (m)	-	8,25	12,54	17,10	-

onde,

X – Valor da distância em relação ao extremo da banda maciça.

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 194,26 = 101,25 + V_{wd} \Leftrightarrow V_{wd} = 93,01 \text{ kN}$$

$$93,01 = 0,9 \times 0,27 \times \frac{A_{sw}}{s} \times \frac{500000}{1,15} \times (1 + 0) \times 1 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 8,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \emptyset 6(4r)/0.125$$

$$143,48 = 101,25 + V_{wd} \Leftrightarrow V_{wd} = 42,23 \text{ kN} < V_{wd,min} \Rightarrow \text{Solução estribos mínima}$$

Por último falta calcular a coordenada onde se pode dispensar a armadura do lado direito do tramo, pois do apoio até esta a zona maciça fica uma solução de estribos mínima, dado que a armadura de cálculo necessária nesse tramo é inferior à armadura mínima.

Então o valor X2 da figura 6.8. é calculado a seguir:

$$X2 = \frac{(194,26 - 146) \times (17,10 - 12,54)}{194,26} \Leftrightarrow X2 = 1,13 \text{ m}$$

Este valor é calculado a partir do ponto médio do pilar e portanto terá que ser diminuído em 0,15 m, dado que o pilar em causa tem uma base de 0,30 m, ficando 0,98 m, aproximadamente 1,0 m para execução.

Resta por último verificar algumas exigências relativas ao espaçamento dos estribos, contando que quanto mais alto for o esforço transversal actuante, mais rigorosa se apresentará a limitação do espaçamento. Como apresentado no ponto 6.3.5.1.:

$$\frac{1}{6} \times 5,0 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,27 = 112,5\text{kN}$$

$$\frac{2}{3} \times 5,0 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,27 = 450\text{kN}$$

$$112,5\text{kN} < 194,26 < 450\text{kN}$$

$$112,5\text{kN} < 143,48 < 450\text{kN}$$

Como ambos os valores de esforço transversal se encontram no intervalo, é necessário limitar o espaçamento dos estribos neste troço:

$$s \leq 0,5 \times d \Leftrightarrow s \leq 0,5 \times 0,27 = 0,135\text{m} > 0,125\text{ m o.k.}$$

O quadro que apresenta as soluções de armadura transversal é o seguinte:

Quadro 6.9 - Solução de Armadura Transversal na Banda Maciça 1.

Tramo	Apoio	Vsd	Vwd	(Asw/s),calc	L1 ou L2	X1 ou X2	Solução	(Asw/s),eff
		(kN)	(kN)	(cm ² /m)				(cm ² /m)
1	Esquerdo	-60,12	-41,13	-	-	-	Ø6//.200(3r)	4,24
	Direito	98,52	-2,73	-				4,24
2	Esquerdo	-80,74	-20,51	-	-	-	Ø6//.200(3r)	4,24
	Direito	106,69	5,44	0,51				4,24
3	Esquerdo	-143,48	42,23	4,00	-	-	Ø6//.200(3r)	4,24
	Direito	194,26	93,01	8,80	4,56	0,98		6,78
4	Esquerdo	-141,69	40,44	3,83	-	-	Ø6//.200(3r)	4,24
	Direito	65,65	-35,60	-				4,24

6.4.3. DISPENSA DE ARMADURA LONGITUDINAL

Após o dimensionamento das armaduras longitudinais, tem que se proceder à sua dispensa. Para possibilitar o cálculo é necessários conhecer os valores referentes aos pontos em que o momento flector se anula. Esses pontos são apresentados na tabela seguinte:

Quadro 6.10 - Valores dos Momentos Máximos e Respectivas Coordenadas.

Msd (kN.m)	-	0,00	-92,16	0,00	-	0,00	-129,50	0,00
X (m)	-	6,61	8,25	9,50	-	15,58	17,10	18,68

onde,

X – Valor da distância em relação ao extremo da banda maciça.

Será apenas apresentado um exemplo da dispensa de varões de 16mm, no lado esquerdo do tramo, não sendo necessário fazer para o tramo direito já que o cálculo é idêntico.

No presente caso o que se pretende então é dispensar dois varões de 16mm, como se pode verificar na figura seguinte:

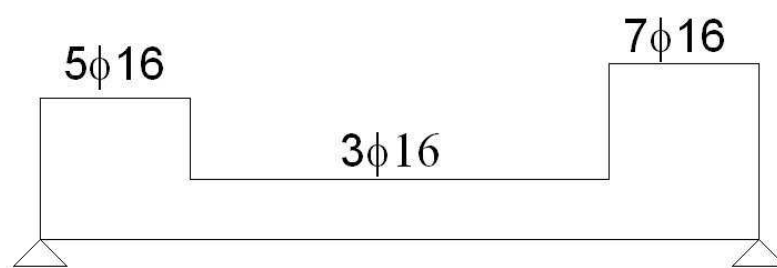


Figura 6.13 - Representação da dispensa de armadura longitudinal em estudo.

Sabendo o valor do momento resistente da solução 3φ16 é então possível calcular a coordenada de intersecção X_2 presente na figura 6.14.:

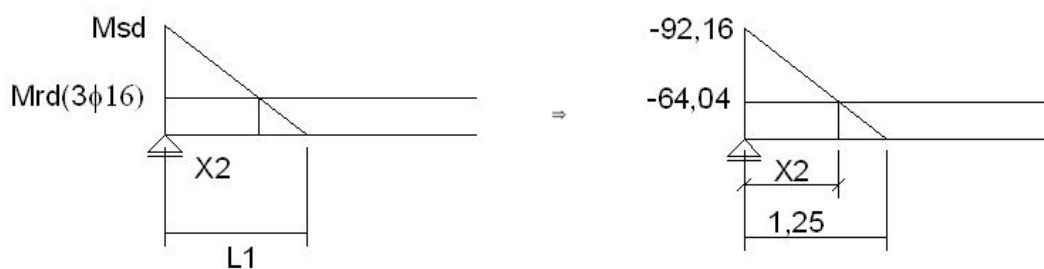


Figura 6.14 - Representação da simplificação da dispensa de armadura longitudinal.

Então o cálculo da coordenada X_2 fica:

$$X2 = \frac{(Msd - Mrd) \times L1}{Msd} \Leftrightarrow X2 = \frac{(92,16 - 64,04) \times (1,25)}{92,16} \Leftrightarrow X2 = 0,38 \text{ m}$$

Após calculado o valor de X2, tem que se determinar o valor da translação do diagrama dos momentos flectores al e o valor do comprimento de amarração.

Para o cálculo do al é necessário fazer uma verificação que permite determinar o seu valor.

Com o valor máximo do esforço transversal presente ao longo da zona maciça 1 vem:

$$\frac{2}{3} \times \tau_2 \times b_w \times d = \frac{2}{3} \times 5 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,27 = 450 \text{ kN} > 194,26$$

Então $al = d$.

Pelas expressões 6.1. e 6.2. o comprimento de amarração $l_{b,net}$ é o seguinte:

$$l_{b,net} = \frac{0,016}{4} \times \frac{500}{1,15} \times \frac{9,04}{10,05} \times 1,0 = 0,83 \text{ m}$$

O valor do $l_{b,net}$ não pode ser inferior a:

- $10 \times \phi = 10 \times 0,016 = 160 \text{ mm} < 830 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} < 830 \text{ mm}$
- $0,3 l_b = 276 \text{ mm} < 830 \text{ mm}$

Então a coordenada na qual se podem dispensar estes varões vem pela expressão 6.5.

$$X_{dispensa} = 8,25 + 0,38 + 0,27 + 0,83 = 9,73 \text{ m}$$

Então o comprimento de amarração para estes varões é de 1,48 m, adoptando-se o valor de 1,50 m para uma execução em obra.

O quadro sumário da dispensa de armadura longitudinal ao longo da banda maciça 1 é o seguinte:

Quadro 6.11 - Dispensa de armadura longitudinal na banda maciça 1.

Banda maciça 1										
Coordenada	Lado	Momento	L1	As,calc	As,eff	Mrd(As,corrida)	X2	lb,net	al	Xdispensa
X (m)		kN.m	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kN.m)	(m)	(m)	(m)	(m)
8,25	Esq.	-92,16	1,64	9,04	10,05	64,04	0,50	0,83	0,27	6,65
	Dir.		1,25	9,04	10,05	64,04	0,38	0,83	0,27	9,73
17,1	Esq.	-129,5	1,52	13,38	14,07	64,04	0,77	0,87	0,27	15,19
	Dir.		1,58	13,38	14,07	64,04	0,80	0,87	0,27	19,04

6.4.4. CONTROLO DA FENDILHAÇÃO

A armadura mínima que permite controlar a fendilhação é:

$$A_{s,min} = \frac{1,0 \times 0,8 \times 2,6 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,31}{500 \times 10^3} = 6,45 \text{ cm}^2 \text{ na totalidade da secção}$$

Esta área de armadura encontra-se sempre abaixo dos valores presentes das áreas da armadura escolhidas para a zona maciça, verificando assim o controlo à fendilhação.

6.5. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS EM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA

O dimensionamento das armaduras da laje teve como base uma análise elástica com uma malha de elementos finitos, utilizada pelo programa de cálculo. Este método permite com bastante rigor obter os valores dos esforços em vários pontos da laje.

Mais uma vez seguem-se as disposições presentes no REBAP, dimensionando a armadura longitudinal de modo semelhante às vigas, mas em duas direcções, já que a laje é armada bidireccionalmente.

Neste tipo de laje aplicam-se as disposições relativas a lajes maciças, com as adaptações convenientes.

6.5.1. ARMADURA E ESPAÇAMENTO MÍNIMOS

Segundo o REBAP a percentagem mínima de armadura nestes elementos é calculada pelo mesmo método utilizado nas vigas em 6.3.1., e sendo esta armadura considerada mínima em cada uma das direcções.

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \times d} \times 100 \Leftrightarrow A_{s,min} = \frac{0,12 \times 1,00 \times 0,27}{100} \times 10^4 \Leftrightarrow A_{s,min} = 3,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pelo regulamento a laje deve ser armada nas duas direcções com varões cujo espaçamento não seja superior a 25 cm e este espaçamento também não deve exceder valores duplos dos indicados no quadro 6.4. referente a vigas.

$$s_{\text{máx}} = \min \begin{cases} 25 \text{ cm} \\ 1,5 \times 0,31 = 0,465 \text{ cm} \\ 2 \times 10 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6.5.2. ARMADURA MÍNIMA DE FENDILHAÇÃO

Como se pode verificar no seguinte cálculo, a armadura mínima do controlo de fendilhação apresenta-se superior à armadura mínima sugerida pelo REBAP, será então substituída pela armadura mínima de fendilhação.

$$A_{s,\text{min}} = \frac{1,0 \times 0,8 \times 2,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 0,31}{500 \times 10^3} = 12,9 \text{ cm}^2/\text{m na secção total}$$

6.5.3. ARMADURA INFERIOR DA LAJE

Para o dimensionamento da armadura inferior da laje, é necessário analisar os mapas referentes aos momentos flectores positivos nas duas direcções, “x” e “y” e ampliar o valor máximo do momento de cálculo obtido em 20% para contar com uma alternância de sobrecarga que não se teve em conta nas combinações de acções. Este valor é conservativo, proporcionando um cálculo das armaduras pelo lado da segurança.

Como os valores dos momentos positivos apresentam uma certa homogeneidade, os momentos máximos não se encontram muito afastados entre si, optando-se por não fazer nenhum tipo de dispensa na armadura, dimensionando para o momento máximo positivo global, em cada direcção.

O mapa de momentos positivos referentes à direcção “x” é apresentado na figura seguinte, onde convém explicar que a escala de cores refere-se à intensidade dos momentos, sendo os tons mais escuros referentes às zonas mais gravosas.

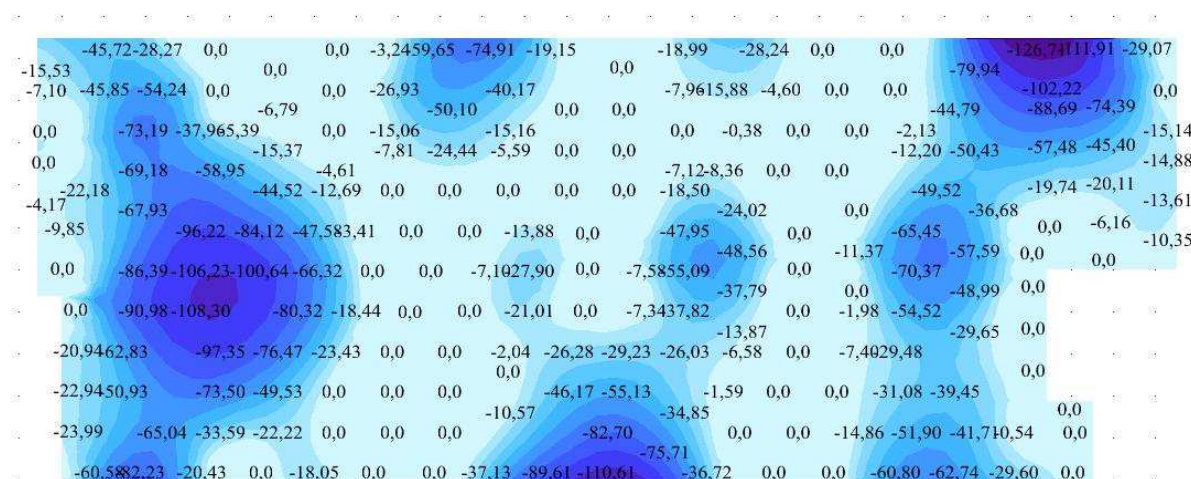


Figura 6.15 - Mapa de momentos positivos segundo a direcção “x”.

Pode observar-se na figura que existem várias zonas onde se apresentam os valores máximos dos momentos. A zona da laje onde se encontra o maior momento positivo nesta direcção é no canto superior direito da figura:



Figura 6.16 - Zona do mapa de momentos positivos mais gravosa na direcção "x".

Fazendo uma análise da zona mais gravosa dos momentos, verifica-se que o valor máximo é 126,71 kN.m.

Então, contando com a alternância de sobrecarga, o valor do momento reduzido vem:

$$M_{sd} = 126,71 \times 1,20 \Leftrightarrow M_{sd} = 152,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 152,05 \times 0,9 \Leftrightarrow M_{sd} = 136,85 \text{ kN.m/nervura}$$

$$\mu = \frac{136,85}{0,90 \times 0,27^2 \times \frac{25000}{1,5}} \Leftrightarrow \mu = 0,125$$

$$A_s = 13,12 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

Adoptando uma solução com varões de 25 mm e 20 mm, cada nervura apresenta uma solução de 2Ø20 + 2Ø25 e 2Ø16 na parte superior. Com a solução apresentada de seguida, o valor da altura útil subiu aproximadamente para 0,25 m e a armadura necessária na secção também, então:

$$\mu = \frac{136,85}{0,90 \times 0,25^2 \times \frac{25000}{1,5}} \Leftrightarrow \mu = 0,146$$

$$A_s = 14,43 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

$$A_{s,eff} = 16,10 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

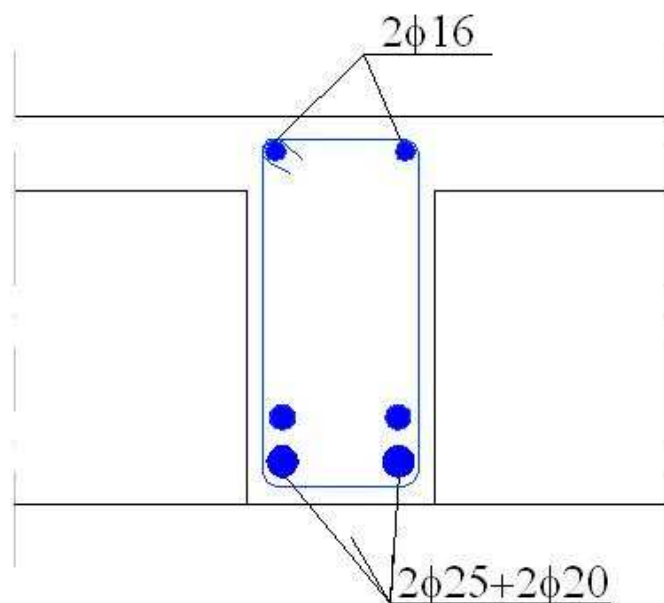


Figura 6.17 - Corte da laje com armadura inferior das nervuras na direcção "x".

O dimensionamento da armadura na direcção "y" é feita do mesmo modo, utilizando o mapa de momentos flectores para essa direcção.

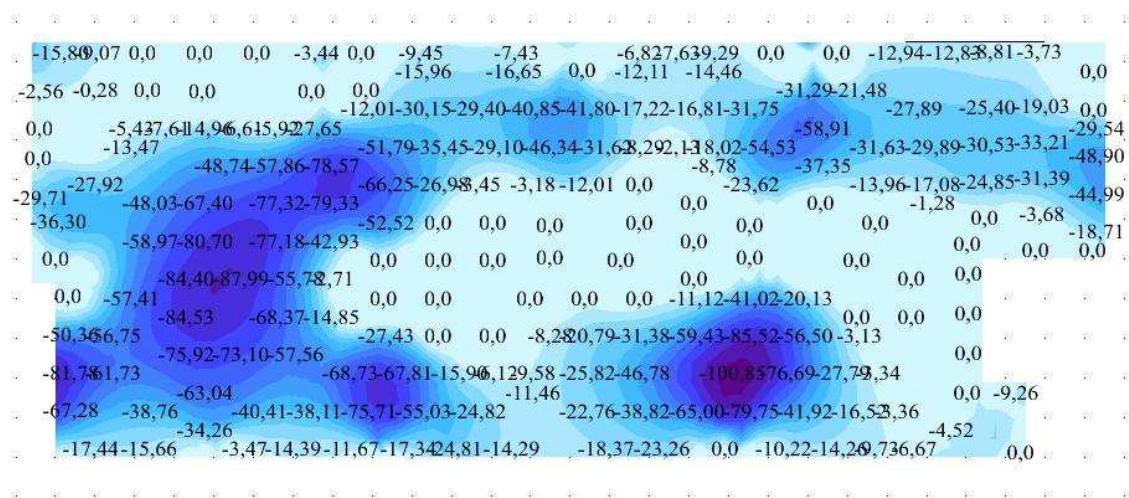


Figura 6.18 - Mapa de momentos positivos segundo a direcção "y".

Tal como na direcção "x", nesta direcção também não se optou por fazer dispensa de armadura pelos mesmos motivos.

O valor máximo do momento presente no mapa de momentos flectores é o seguinte:

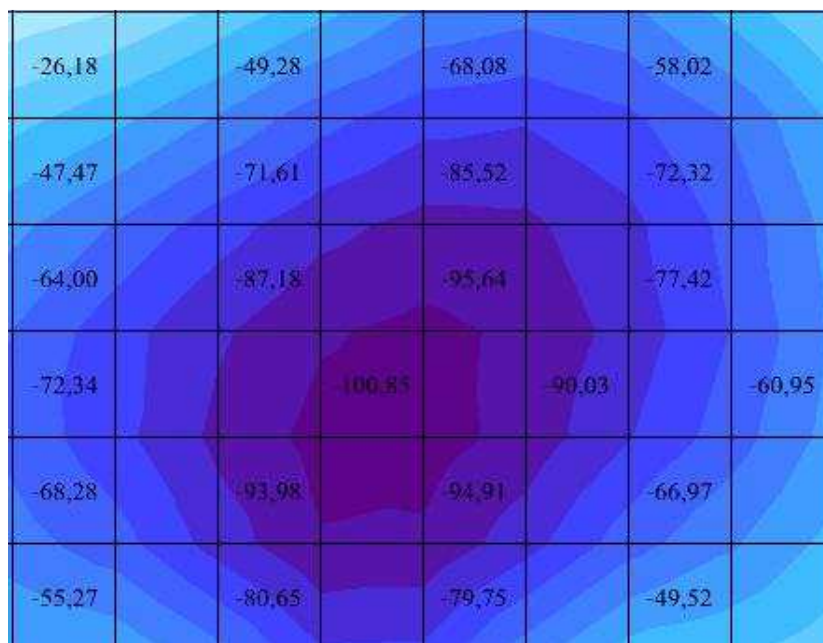


Figura 6.19 - Zona do mapa de momentos positivos mais gravosa na direcção "x".

$$M_{sd} = 100,85 \times 1,20 \Leftrightarrow M_{sd} = 121,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 121,02 \times 0,9 \Leftrightarrow M_{sd} = 108,92 \text{ kN.m/nervura}$$

$$\mu = \frac{108,92}{0,90 \times 0,27^2 \times \frac{25000}{1,5}} \Leftrightarrow \mu = 0,100$$

$$A_s = 10,20 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

A solução de armadura foi escolhida pelo mesmo critério utilizado para a direcção ortogonal, adoptando-se neste caso 4Ø20 na face inferior e 2Ø16 na face superior.

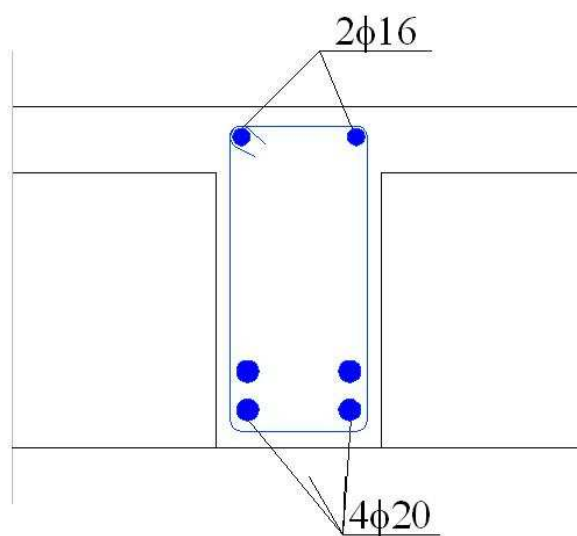


Figura 6.20 - Corte da laje com armadura inferior das nervuras na direcção "y".

6.5.4. ARMADURA SUPERIOR DA LAJE

Para o dimensionamento da armadura superior da laje utilizou-se um procedimento diferente da armadura inferior. Optou-se por colocar uma armadura corrida, compatível com a armadura mínima de controlo da fendilhação e de seguida reforçaram-se as zonas dos momentos flectores negativos máximos, nos pilares, dimensionando para o pilar que apresente a situação mais gravosa e colocando em todos os pilares a mesma armadura de reforço.

Pelo cálculo no ponto 6.5.2., a armadura mínima necessária é de $12,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ na secção total, então se adoptar uma armadura corrida de $\emptyset 12/0.20$, e somar ao valor da armadura já calculada para a parte inferior da laje, o valor obtido é sempre superior.

Se o cálculo da armadura na zona dos pilares fosse com base no momento máximo, esta área obtida seria muito alta e a zona sobredimensionada. Então o método que se utiliza nestas situações é calcular uma armadura a dispor na banda do pilar, que normalmente é $1/4$ do vão adjacente, para cada lado do pilar, na qual se coloca uma armadura que resiste ao valor do integral dos momentos nessa banda.

De seguida apresentam-se os mapas de momentos nas duas direcções, a zona do mapa mais gravosa e o respectivo cálculo das armaduras de reforço.

O mapa dos momentos flectores negativos na direcção “x” é o seguinte:

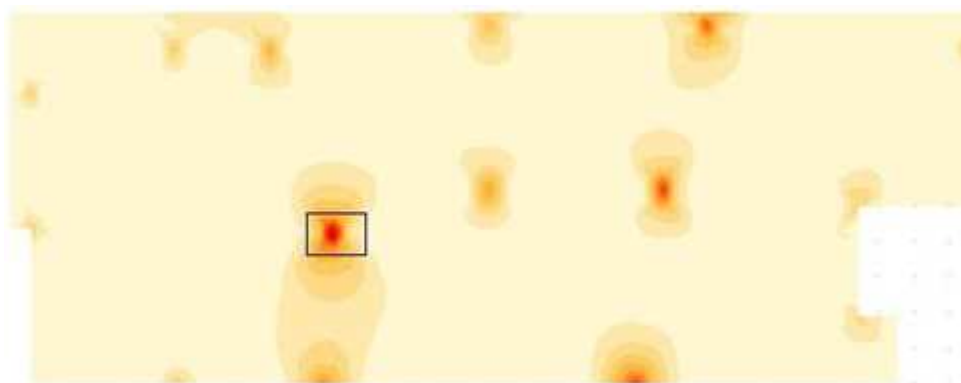


Figura 6.21 - Mapa de momentos flectores negativos na direcção “x” e respectiva zona mais gravosa.

Como se pode verificar através da escala de cores, as zonas mais escuras encontram-se sobretudo em quatro pilares, encontrando-se o momento máximo na zona interior do rectângulo da figura 6.21..

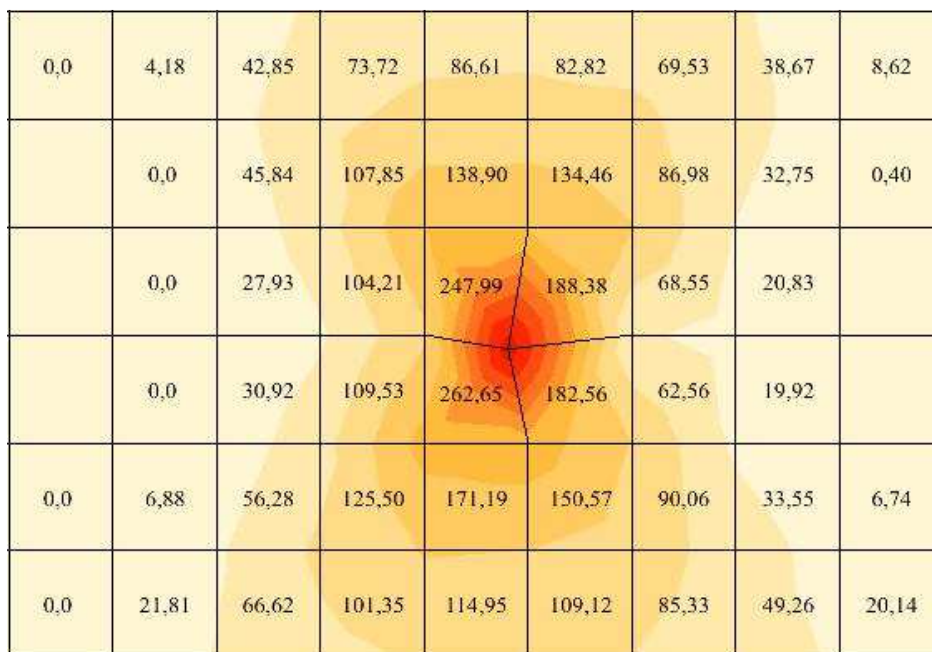


Figura 6.22 - Mapa de momentos flectores segundo a direcção “x” na zona do pilar 8.

Então segundo o método já enunciado, o momento será calculado pelo integral segundo uma faixa de 1,30 m na zona superior e 1,30 m na zona inferior do pilar, medidas estas a contar do ponto médio do pilar. Este comprimento calculado para a banda do pilar é suficiente, já que se verifica que a zona mais gravosa dos momentos é abrangida pelo mesmo.

O corte que se efectua na banda do pilar é segundo uma directriz ortogonal, ou seja, quando se calcula a armadura que resiste aos momentos flectores segundo a direcção “x”, o corte é efectuado segundo a direcção “y”.

O corte apresenta-se na figura seguinte:

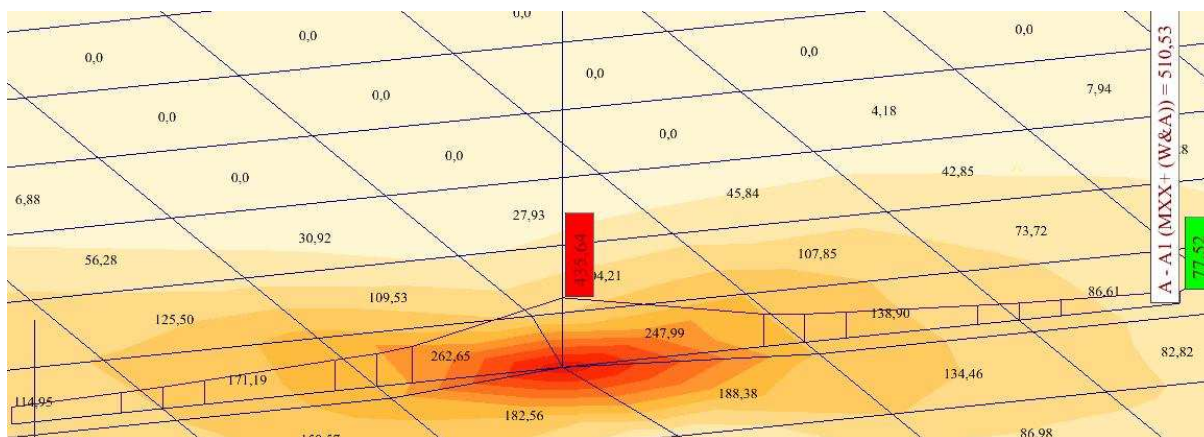


Figura 6.23 - Corte na banda do pilar 8 segundo a direcção “x” e valor do integral dos momentos.

O valor apresentado na figura 6.23. do integral é referente ao valor do integral do diagrama de momentos flectores na perpendicular à directriz de corte, valor este então que permite calcular a armadura superior na direcção “x”.

$$L_{\text{corte}} = 1,30 + 1,30 \Leftrightarrow L_{\text{corte}} = 2,60 \text{ m} \Rightarrow \int_0^{2,30} M(x) = 510,53 \text{ kN.m}$$

Dividindo o valor do integral pelo comprimento do corte obtém-se o valor do momento de cálculo por metro linear.

$$M/m = \frac{510,53}{2,60} = 196,36 \text{ kN.m/m}$$

$$\mu = \frac{196,36}{1,00 \times 0,27^2 \times \frac{25000}{1,5}} \Leftrightarrow \mu = 0,162$$

$$A_s = 19,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como a zona aligeirada se repete de 0,9 m em 0,9 m, a armadura a colocar pode ser calculada contando com este comprimento ficando:

$$A_s = 19,43 \times 0,9 \Leftrightarrow A_s = 17,49 \text{ cm}^2/0,9 \text{ m}$$

Como já existe uma solução de $\phi 12//0,20$ referente à armadura corrida e dois varões de 16 mm referentes às nervuras, a armadura necessária de reforço nos pilares fica $\phi 16//0,20$ segundo a direcção “x”.

$$A_s (\phi 12//0,20) = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s (\phi 16//0,20) = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s (2\phi 16) = 4 \text{ cm}^2/0,9 \text{ m}$$

$$A_s (\text{total}) = 18,13 \text{ cm}^2/0,9 \text{ m o.k.}$$

O mapa de momentos associado à direcção “y” é o seguinte:

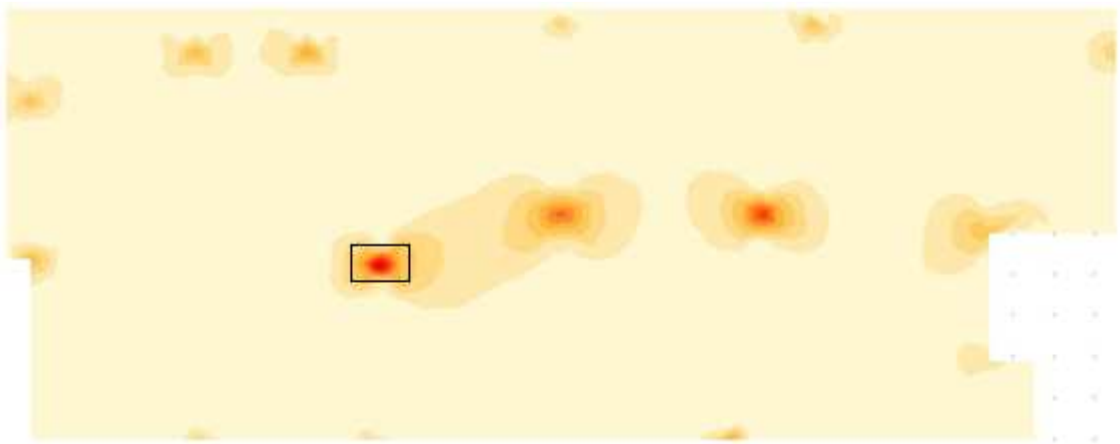


Figura 6.24 - Mapa de momentos flectores negativos na direcção “y” e respectiva zona mais gravosa.

Nesta situação as zonas mais gravosas encontram-se em três zonas distintas, encontrando-se na figura 6.25. a zona mais grave.

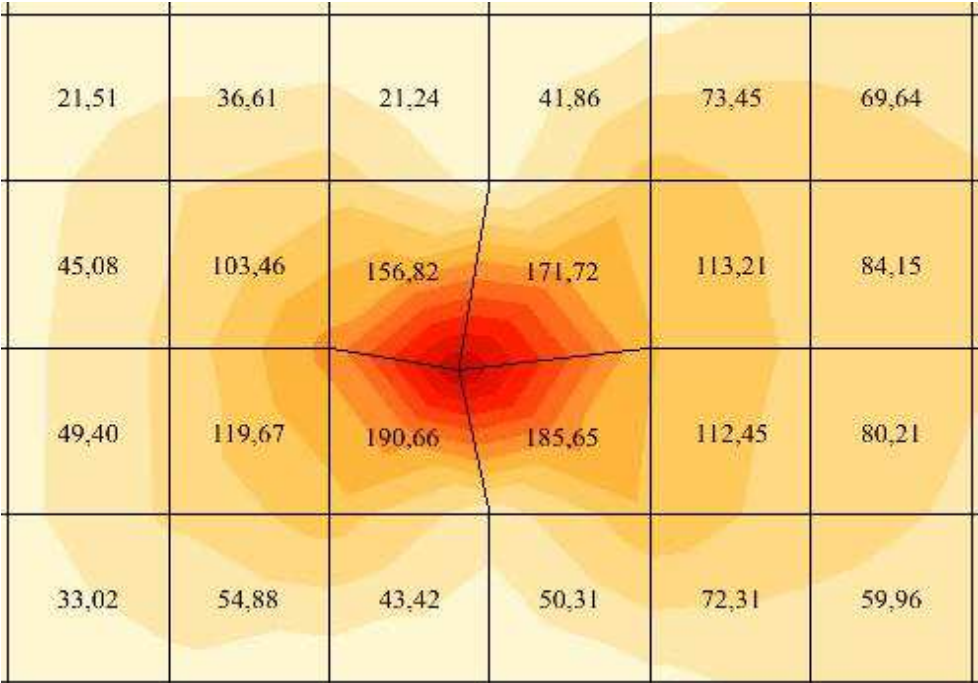


Figura 6.25 - Mapa de momentos flectores segundo a direcção “y” na zona do pilar 8.

Pelo método já descrito e considerando um comprimento de 1,20 m do lado esquerdo e 1,25 m do lado direito do pilar, o corte vem:

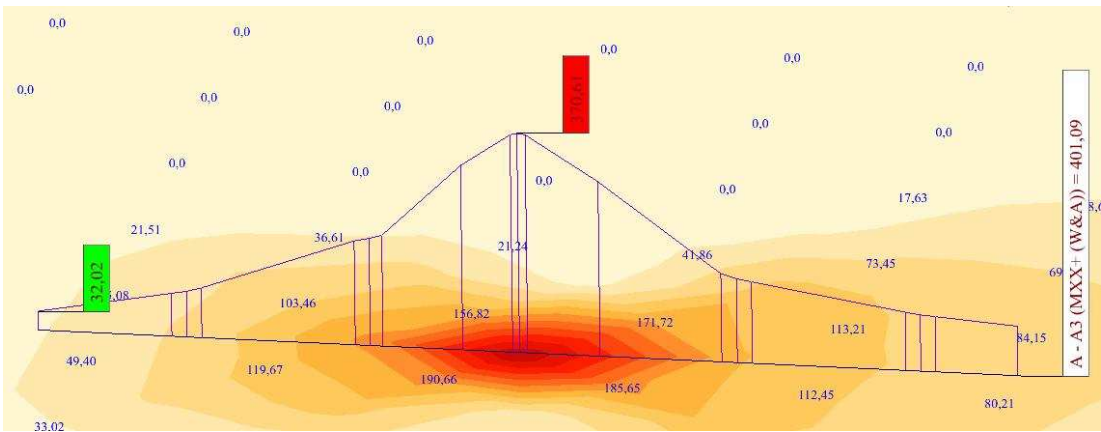


Figura 6.26 - Corte na banda do pilar 8 segundo a direcção “y” e valor do integral dos momentos.

Então novamente com o valor do integral dos momentos mas agora na direcção “y”, calcula-se a solução de armadura a adoptar.

$$L_{\text{corte}} = 1,20 + 1,25 \Leftrightarrow L_{\text{corte}} = 2,45 \text{ m} \Rightarrow \int_0^{2,45} M(x) = 401,09 \text{ kN.m}$$

Dividindo o valor do integral pelo comprimento do corte obtém-se o valor do momento de cálculo por metro linear.

$$\begin{aligned} M/m &= \frac{401,09}{2,45} = 163,71 \text{ kN.m/m} \\ \mu &= \frac{163,71}{1,00 \times 0,27^2 \times \frac{25000}{1,5}} \Leftrightarrow \mu = 0,135 \\ A_s &= 15,83 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Pelo já descrito:

$$A_s = 15,83 \times 0,9 = 14,25 \text{ cm}^2/0,9 \text{ m}$$

Então, contando com a mesma armadura corrida e com a mesma armadura superior das nervuras, adoptou-se um reforço de Ø16//0,20 para resistir aos momentos flectores referentes à direcção “y”, valor este que é sobredimensionado, mas homogeneiza a solução de armadura nas duas direcções, sendo mais fácil de executar. Como verificado na direcção “x” esta solução de armadura perfaz um total de 18,13 cm²/0,9 m, suficiente para resistir ao momento flector.

Os restantes cortes efectuados nos mapas para verificar as zonas mais gravosas, tanto na direcção “x” como “y” apresentam-se no anexo 3.

6.5.5. PUNÇOAMENTO

Nas lajes fungiformes os esforços de punçoamento são bastante relevantes na zona de transmissão dos esforços das lajes para os pilares

Em estado limite último de punçoamento verifica-se uma formação de um tronco de cone com tendência a desligar-se do resto da laje, resultando isto da interacção de efeitos de corte e flexão na zona da laje próxima ao pilar. Trata-se de um mecanismo de colapso local, associado a uma rotura frágil (sem aviso prévio notório) e que pode gerar um colapso progressivo da estrutura pois a rotura junto a um pilar implica um incremento da carga em pilares vizinhos. [13]

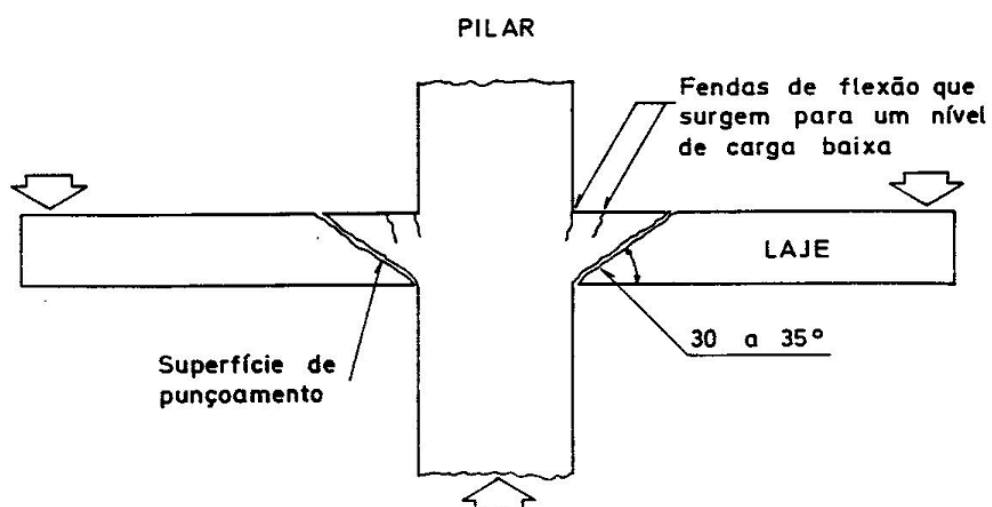


Figura 6.27 - Mecanismo de rotura por punção de um pavimento de lajes [13].

As figuras 6.28.e 6.29 exemplificam os mecanismos de resistência ao punção.

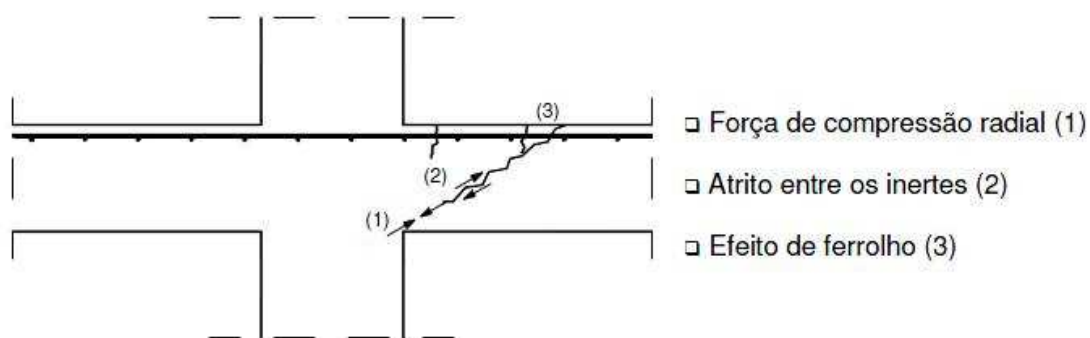


Figura 6.28 - Mecanismo de resistência ao punção [13].

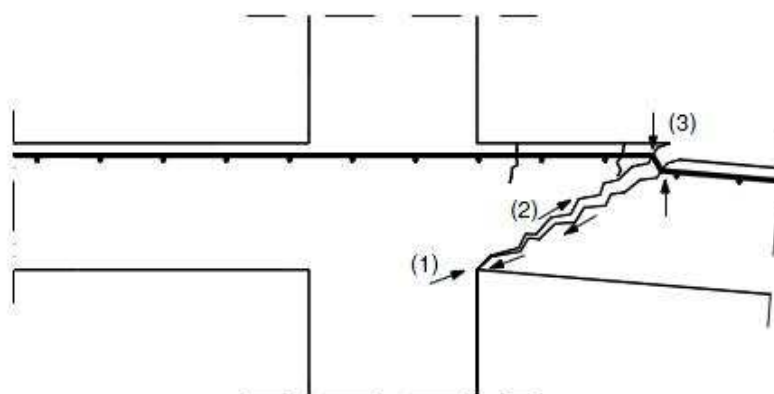


Figura 6.29 - Mecanismo de resistência ao punção [13].

As forças que equilibram a força do punçoamento são:

- Componente vertical da compressão radial;
- Componente vertical da força de atrito entre os inertes na fenda;
- Componente vertical da força do efeito de ferrolho. [13]

6.5.6. VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO

Pelo REBAP quando não existem armaduras específicas para resistir ao punçoamento, o valor de cálculo resistente, V_{rd} , é dado por:

$$V_{rd} = v_{rd} \times u \quad (6.15.)$$

em que,

$$v_{rd} = \eta \times \tau_1 \times d \quad (6.16.)$$

onde os símbolos significam:

V_{rd} – valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento;

v_{rd} - valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno;

u – perímetro do contorno crítico de punçoamento, definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada a uma distância não inferior a $d/2$ e cujo perímetro é mínimo;

η - coeficiente cujo valor é dado por $1,6 - d$, com d expresso em metros, e que não deve ser tomado inferior à unidade;

τ_1 – tensão (obtida no quadro 6.4.);

d – altura útil da laje.

Para a verificação de segurança é necessário conhecer as dimensões do pilar no qual se pretende verificar. Pode proceder-se ao cálculo no pilar em que o esforço axial é mais elevado. Se neste não necessitar de armaduras para resistir ao punçoamento, os restantes também não.

Pelo programa de cálculo verificou-se que o pilar com um valor de cálculo máximo do esforço axial é o pilar n.º 8. Como o artigo 53.4. do REBAP indica que só haverá em geral que considerar o problema de punçoamento, em secções rectangulares se a relação entre a largura e o comprimento não exceder o valor 2, para isso neste cálculo utilizou-se uma secção de pilar de 0,25 x 0,50.

O esforço axial do pilar é o seguinte:

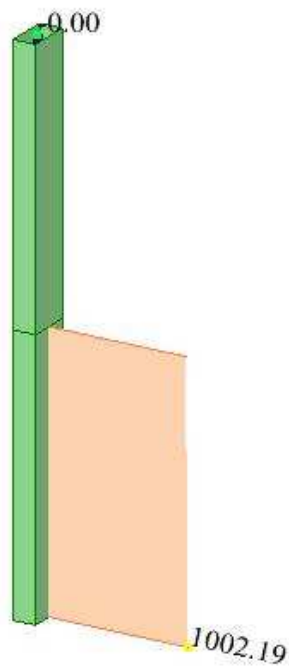


Figura 6.30 - Esforço axial no pilar 8.

Pela figura 6.30. o valor de cálculo V_{sd} é 1002,19 kN.

$$\eta = 1,6 - 0,27 \Leftrightarrow \eta = 1,33 \text{ m}$$

$$u_0 = 2 \times b + 2 \times h + 4 \times \pi \times d = 2 \times 0,25 + 2 \times 0,50 + 2 \times \pi \times \frac{0,27}{2} = 2,35 \text{ m}$$

$$u_1 = 2 \times b + 2 \times h + 4 \times \pi \times d = 2 \times 0,25 + 2 \times 0,50 + 4 \times \pi \times 0,27 = 4,89 \text{ m}$$

onde u_0 , é o perímetro do contorno critico a uma distância $d/2$ da face do pilar e u_1 a uma distância $2d$. A figura 6.31. apresenta as distâncias no cálculo de u_1 .

u_1 é o perímetro a partir do qual já não é necessária armadura de punçoamento.

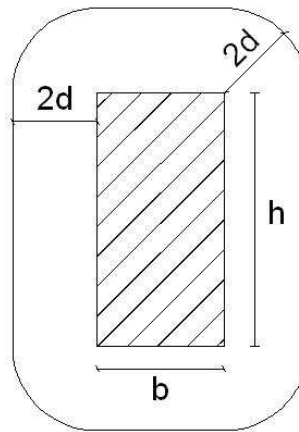


Figura 6.31 - Perímetro de controlo à distância $2d$ que define a zona onde é necessária armadura de punçoamento.

Com os valores dos perímetros de controlo verifica-se o esforço resistente ao punçoamento para o primeiro perímetro de controlo.

Para u_0 :

$$V_{rd}(u_0) = 1,33 \times 0,75 \times 0,27 \times 2,35 \Leftrightarrow V_{rd}(u_0) = 633 \text{ kN}$$

Como se verifica, o valor referente ao primeiro perímetro de controlo é inferior ao valor do esforço transversal.

Por último é necessário verificar se o valor do esforço actuante é 1,6 vezes superior ao valor do esforço resistente como indica o artigo 54.3. do REBAP.

$$V_{sd,m\acute{a}x} \leq 1,6 \times 633 \Leftrightarrow 1002,19 \leq 1012,18 \text{ o.k.}$$

Torna-se então possível calcular agora uma armadura específica de punçoamento, que torne o valor de cálculo inferior ao valor resistente.

$$V_{Rd} = \frac{4}{3} \times A_{sw} \times f_{yd} \times \sin \alpha$$

Onde,

A_{sw} - área total de armadura de punçoamento entre o perímetro a $1,5d$ da área carregada e a área carregada.

f_{yd} - valor de cálculo da resistência da armadura de punçoamento, o qual não deve ser considerado superior a 350 MPa.

α - ângulo entre a armadura e o plano da laje

então,

$$A_{sw} = \frac{3 \times V_{Rd}}{4 \times f_{yd}} \Leftrightarrow A_{sw} = \frac{3 \times 1002,19}{4 \times 350000} \times 10000 \Leftrightarrow A_{sw} = 21,48 \text{ cm}^2$$

Adoptando uma armadura com varões de 8 mm, constituída por dois ramos, são necessários 22 estribos, utilizando-se 24 de modo a tornar a solução equilibrada. Esta armadura foi adoptada em todos os pilares.

A figura seguinte, demonstra as distâncias a garantir para a execução de armaduras específicas de punçoamento e ainda apresenta a colocação dos 24 estribos a colocar na solução calculada. A figura 6.32. apresenta a colocação da armadura em planta.

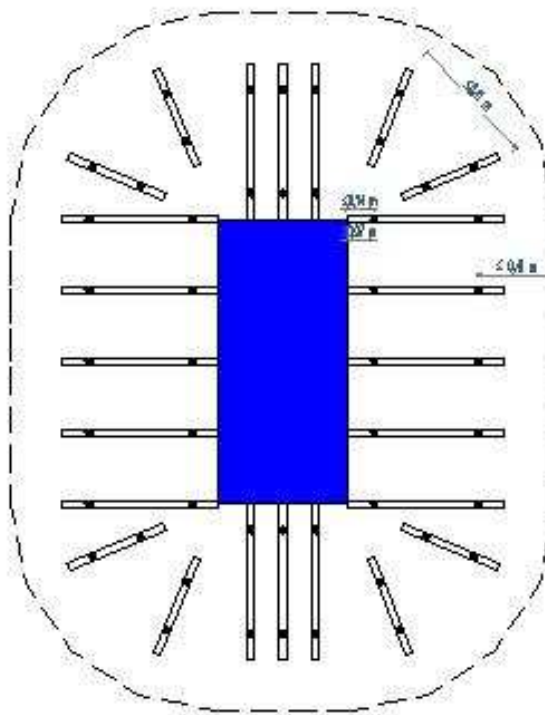


Figura 6.32 - Disposição de armadura de punçoamento em planta.

Influência da deformabilidade de alvenaria de fachada na concepção estrutural de um edifício de vãos médios, recorrendo a lajes fungiformes aligeiradas com elementos leves sem vigas de bordo

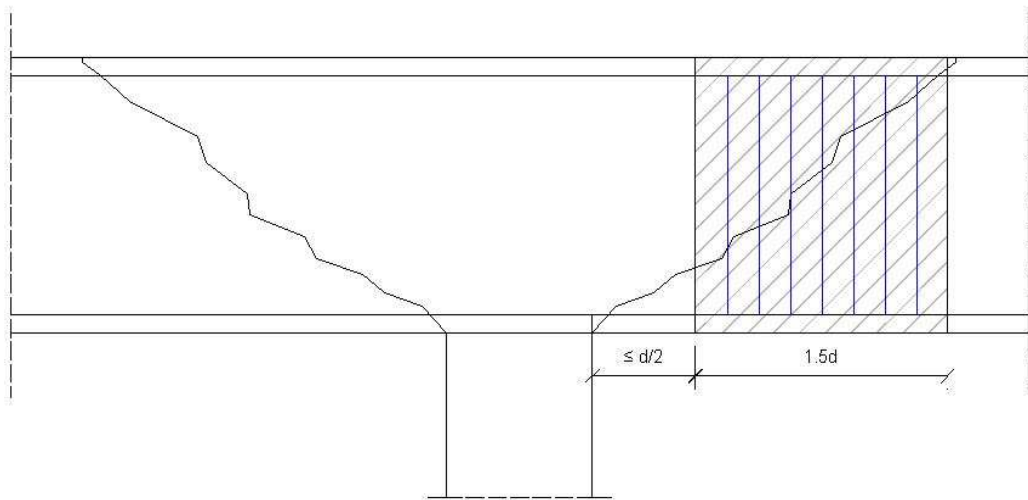


Figura 6.33 - Disposição da armadura de punçoamento em corte.

7

7. DEFORMAÇÃO

7.1. INTRODUÇÃO.

As deformações das estruturas de betão armado devem ser limitadas, pois quando se apresentam excessivas, condicionam o aspecto e o funcionamento das mesmas. Estas deformações não devem condicionar o funcionamento de máquinas nem devem permitir a acumulação de águas pluviais ou de qualquer outro tipo em lajes cujas deformações lhe permitam apresentar pontos com cotas ligeiramente inferiores, provocando infiltrações. Os envidraçados, paredes divisórias, revestimentos ou outros acabamentos e as alvenarias de fachada, podem ter o seu desempenho limitado se este problema não for devidamente estudado.

Os elementos de betão armado sujeitos a esforços de flexão e de tracção apresentam deformações instantâneas, logo após a sua execução e deformação diferida, em resultado da fluência e da retracção do betão.

A determinação das deformações em peças de betão armado fissurado tendo em conta as combinações de acções, a fluência e a retracção do betão leva a cálculos laboriosos e por vezes complexos [15]. No entanto existem métodos simplificados que permitem o cálculo das flechas dos elementos de betão armado, como é o Método Bilinear e o Método dos Coeficientes Globais.

No presente trabalho serão calculadas as flechas a longo prazo com o Método Bilinear.

7.2. FLECHA ELÁSTICA

Com o modelo estrutural já definido anteriormente no Capítulo 6, é possível agora com auxílio do programa de cálculo Robot Millenium, obter os valores das flechas elásticas. Estas flechas não são as reais, pois o programa não contabiliza a fissuração, a armadura das secções, nem os efeitos de duração do carregamento, como a fluência. Para isso utiliza-se um método de correcção, atrás mencionado, Método Bilinear.

A análise da deformação é feita com base na verificação aos estados limites últimos de utilização, mais concretamente estados limites de curta duração, ou seja, as combinações frequentes de acções definidas no capítulo 4.

$$\sum G_{i,m} + \psi_{1,1} Q_{1,k} \quad (7.1.)$$

Após a sua introdução no Robot Millenium, as deformações apresentadas foram as seguintes:

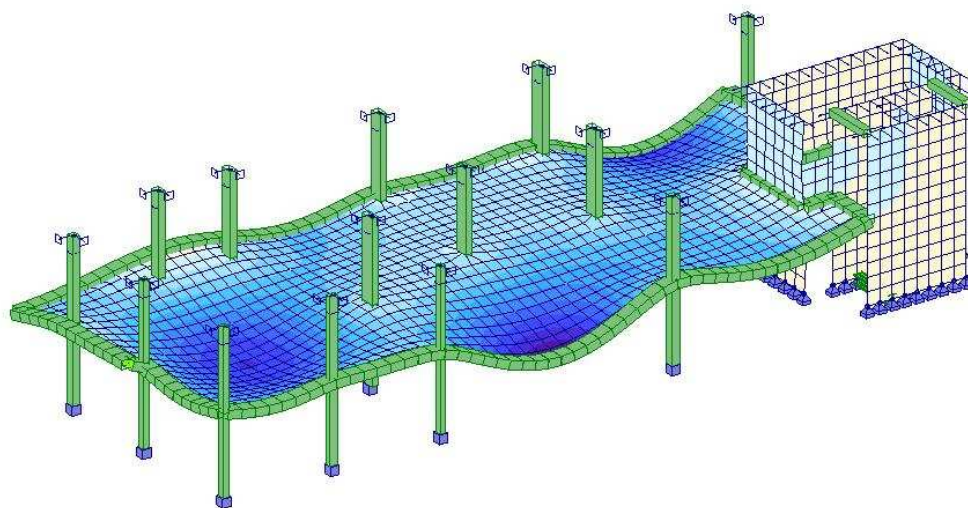


Figura 7.1 - Deformação 3D da estrutura.

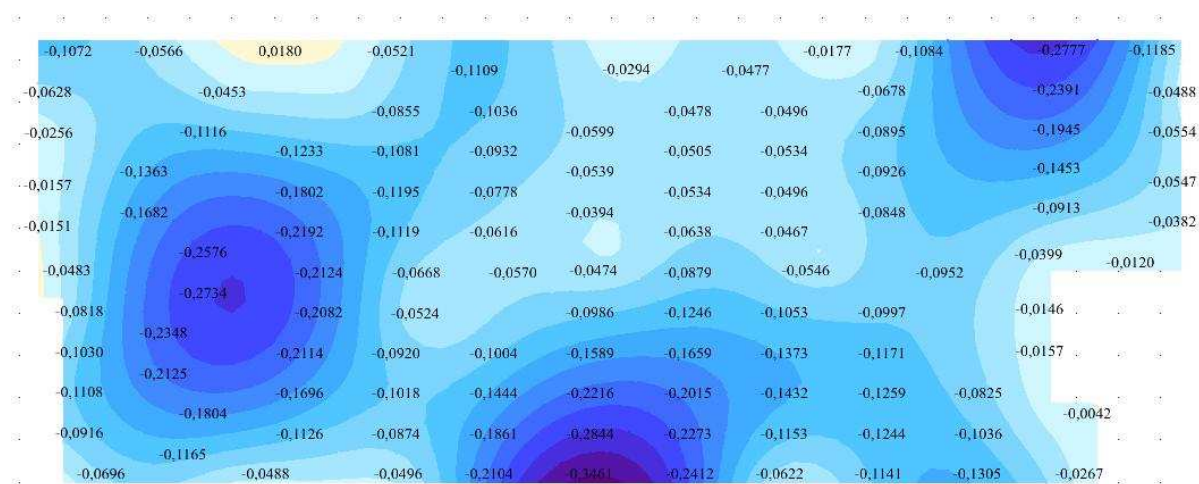


Figura 7.2 - Mapa de deformações presentes na laje para a combinação frequente das acções.

Como se pode verificar pela figura 7.2., as deformações mais significativas encontram-se nas zonas dos maiores vãos. As que interessam para o presente estudo, encontram-se nas partes exteriores do edifício em contacto com as alvenarias de fachada. Dos dois máximos do perímetro exterior apresentados na figura, interessa para o cálculo o máximo global, ou seja o que se encontra na parte inferior da figura.

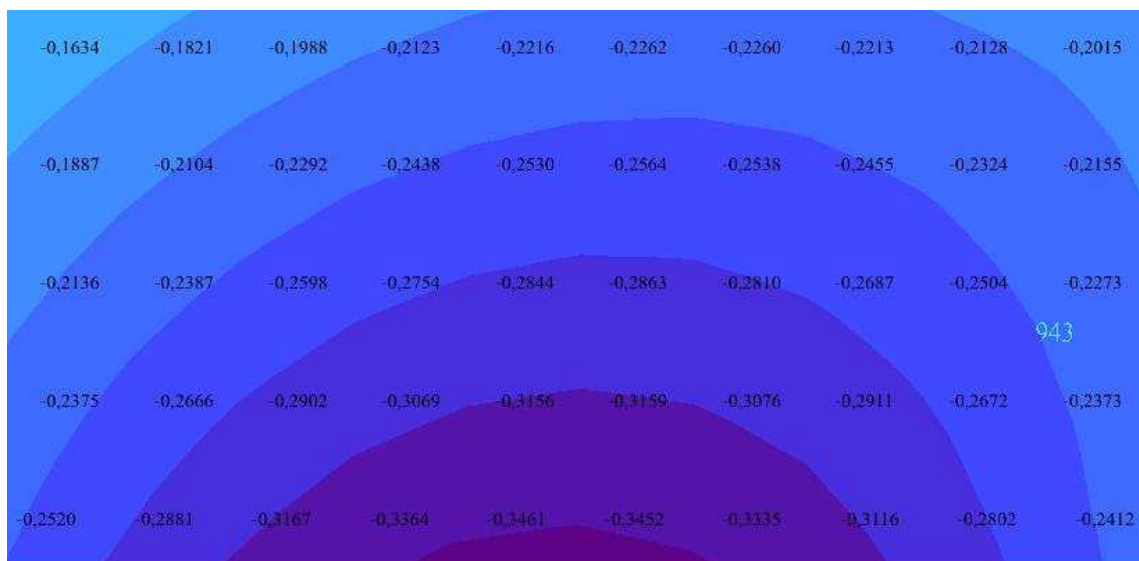


Figura 7.3 - Zona da deformação máxima do perímetro exterior.

Através desta imagem verifica-se que o máximo valor da flecha elástica é de 0,35 cm, possibilitando agora a utilização do método correctivo.

7.3. MÉTODO BILINEAR

Este método é simplificado, encontrando-se limitado ao cálculo das flechas. É baseado na constatação que, no estado de serviço, a relação momento-flecha pode ser aproximada por meio de uma lei bilinear, como apresentado na figura 7.4., que representa de algum modo uma lei ponderada das relações momento-curvatura.

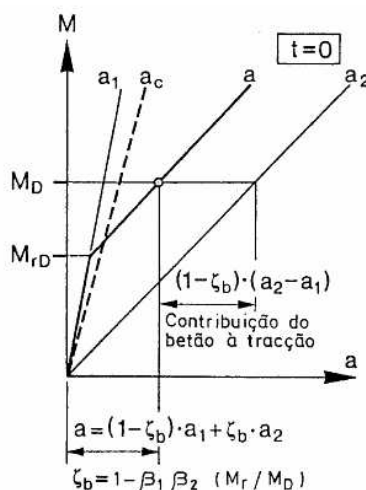


Figura 7.4 - Relação Bilinear Momento-Flecha.

O método consiste em calcular em princípio, a partir da flecha base a_c (resultante de um cálculo elástico com rigidez EI_c , do betão apenas), os valores extremos a_1 e a_2 , da flecha nos estados I e Π_0

(Fig.7.4.). O cálculo das flechas extremas a_1 e a_2 é efectuado considerando apenas as características da secção determinante o que leva a desprezar o efeito da variação da armadura e da solicitação ao longo do elemento. [15]

Como o estudo apresentado é sobre uma laje, é necessário fazer algumas considerações. Os momentos máximos deverão ser calculados considerando uma faixa de largura unitária. A secção determinante é aquela onde actua o maior momento positivo, não coincidindo necessariamente com a secção onde a flecha é maior. É com a secção determinante que se calcula o momento de fendilhação e os coeficientes de correcção.

7.3.1. CÁLCULO DA FLECHA PROVÁVEL

7.3.1.1. Flecha a_c – valor de base

A flecha a_c é referente a um elemento que não se encontra fissurado, partindo do princípio que as secções são homogéneas e sem disporem de armadura; a rigidez que a determinação desta flecha considera é a referente ao betão simples ($EI = EcIc$). Este valor permite exprimir os dois valores extremos a_1 e a_2 da flecha a .

O valor de a_c obtido foi de 0,35 cm.

7.3.1.2. Flecha a_I – estado I

Neste valor da flecha, já são considerados os efeitos referentes à armadura. É sabido que a partir de um certo valor de percentagem de armadura ($\rho > 0,5\%$), a sua influência deixa de ser desprezável, provocando um aumento de rigidez e um deslocamento do centro de gravidade.

Quando se considera este efeito da armadura a flecha passa a tomar valores inferiores aos da flecha base a_c . Este efeito é introduzido através do coeficiente de correcção k_A^I e do valor de base a_c para $t = 0$.

$$a_I^{t=0} = k_A^I \times a_c \quad (7.2.)$$

No cálculo da flecha para o tempo t , introduz-se o coeficiente k_ψ^I , que considera os efeitos da fluência. Como nesta situação, serão apenas consideradas as cargas permanentes, a expressão que permite o cálculo para tempo t fica:

$$a_{IG}^t = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \psi) \times a_{cG} \quad (7.3.)$$

Nas expressões 7.2. e 7.3., o significado dos símbolos é o seguinte:

a_{cG} – flecha de base devida às cargas permanentes;

a_I – flecha no estado I;

a_{IG} – flecha a_I devido às cargas permanentes;

k_A^I – coeficiente que considera o efeito das armaduras (obtido graficamente);

k_{ψ}^I – coeficiente que considera o efeito da fluência (obtido graficamente);

ψ – coeficiente de fluência (ψ_c).

7.3.1.3. Flecha a_{II0} - estado II0

Neste caso a flecha é obtida desprezando a participação do betão traccionado entre fendas, obtendo-se uma flecha superior à flecha base, que pode ser considerada como o extremo superior da flecha provável a. Introduzindo um coeficiente que traduz o efeito da armadura, para $t = 0$ fica:

$$a_{II0}^{t=0} = k_A^{II} \times a_c \quad (7.4.)$$

Introduzindo o efeito da fluência e considerando mais uma vez as cargas permanentes, a expressão que permite calcular a flecha no estado II₀ para $t = t$ é a seguinte:

$$a_{II0G}^t = k_A^{II} \times (1 + k_{\psi}^{II} \times \psi) \times a_{cG} \quad (7.5.)$$

Nas expressões 7.4. e 7.5., o significado dos símbolos é o seguinte:

a_{II0G}^t – flecha no estado II₀ considerando as cargas permanentes;

k_A^{II} - coeficiente que considera o efeito das armaduras (obtido graficamente);

k_{ψ}^{II} - coeficiente que considera o efeito da fluência (obtido graficamente);

7.3.1.4 Flecha provável a

A relação que permite obter a flecha provável é a seguinte:

$$\bullet \quad a = a_I \quad \text{se } M < M_r \quad (7.6.)$$

$$\bullet \quad a = (1 - \zeta) \times a_I + \zeta \times a_{II0} \quad \text{se } M > M_r \quad (7.7.)$$

Com o coeficiente de repartição ζ calculado pela expressão seguinte:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \times \beta_2 \times \frac{M_{rD}}{M_D} \quad (7.8.)$$

Os momentos M e M_r são definidos na secção determinante D (M_D, M_{rD}) e ζ e M_r são definidos de acordo com a figura seguinte:

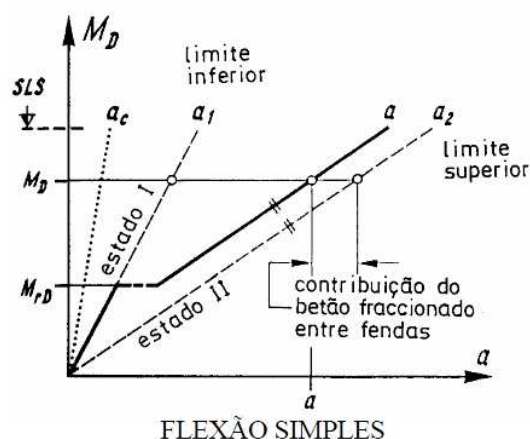


Figura 7. 5 - Relação Bilinear Momento-Flecha.

Nas expressões 7.6., 7.7. e 7.8., o significado dos símbolos é o seguinte:

ζ – coeficiente de repartição;

β_1 – coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varões; toma o valor 1,0 se os varões forem de alta aderência e 0,5 se os varões forem lisos;

β_2 – coeficiente que considera a duração ou a repetição das cargas, toma o valor 1,0 para cargas únicas e de curta duração e 0,5 se as cargas actuarem com permanência ou para vários ciclos de cargas repetidas;

M_{rD} – momento de fendilhação na secção determinante;

M_D – momento flector total, sob a combinação das acções consideradas, na secção determinante.

7.3.1.5. Cálculo do coeficiente de fluência

O coeficiente de fluência é calculado com base no anexo I-3.4 do REBAP.

$$\varphi_c(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \times \beta_d(t - t_0) + \varphi_f \times [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad (7.9.)$$

Nesta expressão existem três termos distintos, o primeiro traduz o efeito de deformação que se processa nos primeiros dias após a aplicação da carga (parcialmente recuperável), o segundo é referente à deformação elástica diferida, o terceiro e último é referente à deformação plástica diferida. As duas últimas processam-se lentamente ao longo do tempo.

O primeiro termo $\beta_a(t_0)$ é quantificado a partir dos valores da tensão de rotura por compressão do betão na idade do carregamento e a tempo infinito.

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \times \left(1 - \frac{f_{c,t0}}{f_{c,\infty}} \right) \quad (7.10.)$$

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \times \left(1 - \frac{1,00}{1,45}\right) \Leftrightarrow \beta_a(t_0) = 0,25$$

Em que:

f_{c,t_0} - tensão de rotura por compressão do betão na idade do carregamento, pelo artigo 15º do REBAP, o seu valor é 1,0;

f_{c,t_∞} - tensão de rotura por compressão do betão a tempo infinito, pelo mesmo artigo do REBAP, o seu valor é 1,45.

Para a quantificação do segundo termo é necessário considerar um valor de 0,4 para o coeficiente de elasticidade diferida ϕ_d e obter o valor de $\beta_d(t-t_0)$ graficamente, na figura 1-3 do anexo I do REBAP.

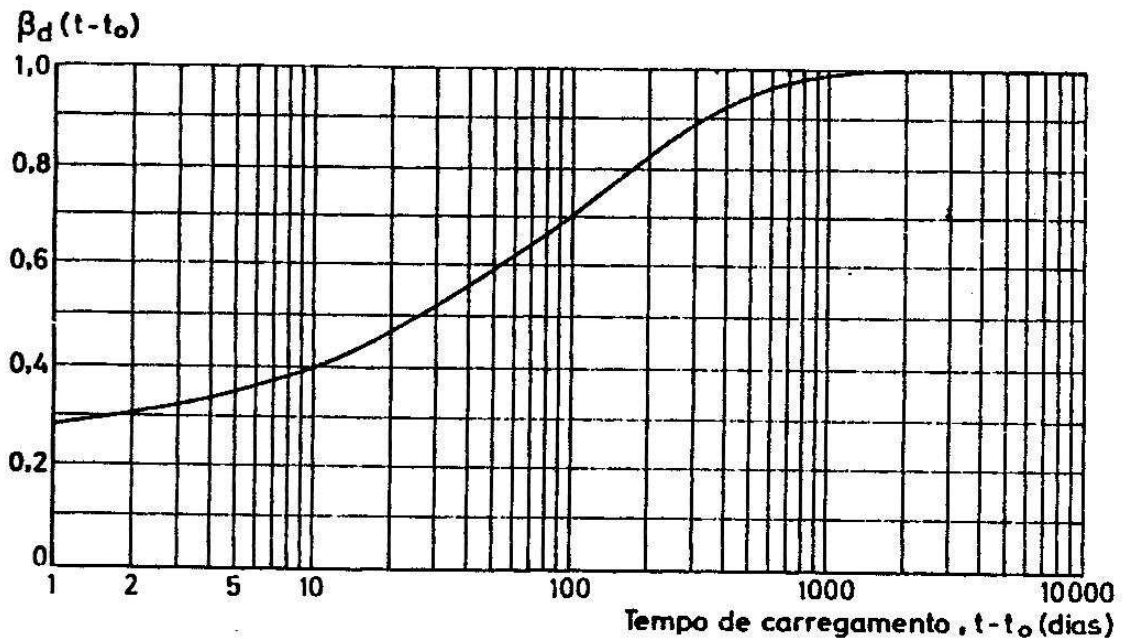


Figura 7.6 - Ábaco com valores da função $\beta_d(t-t_0)$ em função do tempo de carregamento [3].

No cálculo do último termo consideram-se duas etapas:

- $\phi_f = \phi_{f1} \times \phi_{f2}$
- $\beta_f(t) - \beta_f(t_0)$ [3]

O valor de ϕ_{f1} é obtido através da figura seguinte, devendo o seu valor ser reduzido em 25% no caso de betões de consistência alta e aumentados de 25% para betões de consistência baixa.

Humidade relativa do ambiente	φ_{f1}
Imersão em água	0,8
Alta (90%)	1,9
Média (70%)	2,0
Baixa (40%)	3,0

Figura 7.7 - Valores do coeficiente φ_{f1} em função da humidade relativa do ambiente [3].

O valor de φ_{f2} é obtido na figura seguinte, em função da espessura fictícia do elemento, h_0 .

Espessura fictícia, h_0 (cm)	≤ 5	10	20	40	80	≥ 160
φ_{f2}	1,85	1,70	1,55	1,40	1,25	1,12

Fig.7.1. – Valores do coeficiente φ_{f2} em função da espessura fictícia do elemento [3].

A espessura específica é calculada através da expressão seguinte:

$$h_0 = \lambda \times \frac{2 \times A_c}{u} \quad (7.11.)$$

$$h_0 = 1,5 \times \frac{2 \times (0,50 \times 0,31)}{(0,5 \times 2 + 0,31)} \Leftrightarrow h_0 = 35,5 \text{ cm}$$

Em que,

A_c – área da secção transversal do elemento;

u – parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente. Analisando uma faixa de um metro linear, o perímetro que se encontra exposto ao ambiente é de 1,31 m.

λ – coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente e que toma o valor de 1,5 no caso em estudo, pois a humidade relativa é média (70%) [3].

Então o valor de φ_{f1} é 2,0 e o referente ao φ_{f2} é 1,43.

Ficando o coeficiente de plasticidade diferida

$$\varphi_f = 2,0 \times 1,43 = 2,86$$

Por fim, para o cálculo de $\beta_f(t) - \beta_f(t_0)$ é necessário consultar a figura I.4. do anexo I do REBAP.

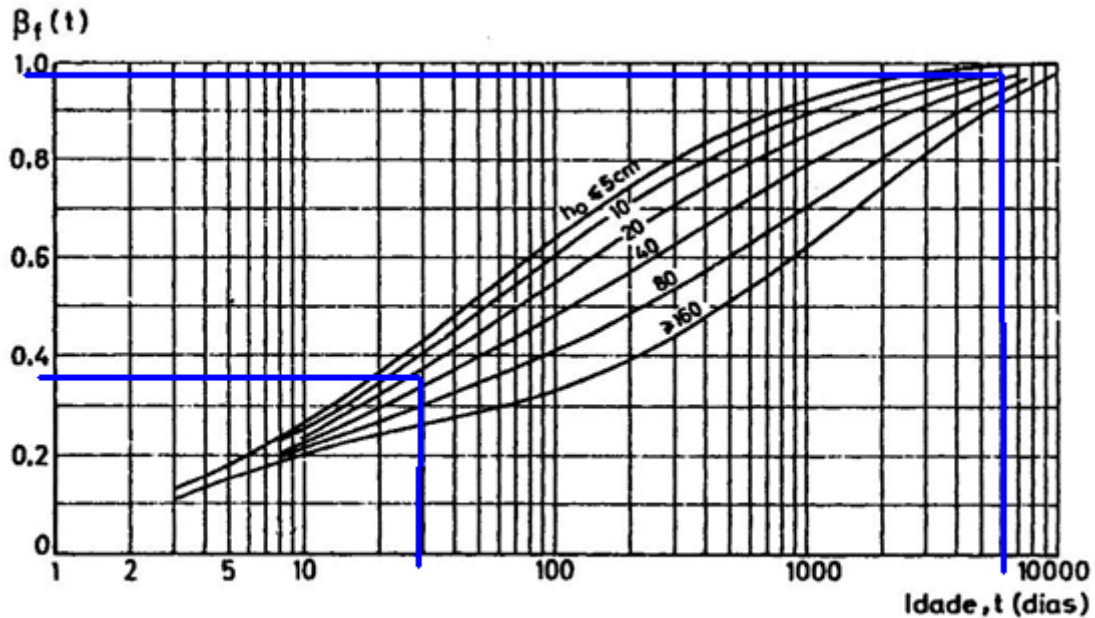


Figura 7.8 - Ábaco da Função $\beta_f(t)$ [3].

Pela figura o valor de $\beta_f(t)$ é 0,97 e o de $\beta_f(t_0)$ é de 0,36.

Então o valor do coeficiente de fluência ficará:

$$\varphi_c(t, t_0) = 0,25 + 0,40 \times 1,0 + 2,86 \times [0,97 - 0,36] \Leftrightarrow \varphi_c(t, t_0) = 2,40 \quad (7.12.)$$

7.3.1.6. Determinação dos coeficientes k_A^I , k_A^{II} , k_ψ^I e k_ψ^{II}

Apesar de estes coeficientes serem obtidos graficamente, previamente é necessário proceder-se ao cálculo de alguns parâmetros que permitem utilizar os gráficos.

Os coeficientes k_A^I e k_A^{II} são obtidos em função das relações d/h , ρ'/ρ e $\alpha \times \rho$ em que:

d – altura útil da secção;

h – altura total;

ρ' - percentagem de armadura de compressão (A_s'/bd);

ρ – percentagem de armadura de tracção (A_s/bd);

α – coeficiente de homogeneização (E_s/E_c).

Os coeficientes k_{ψ}^I e k_{ψ}^{II} são obtidos do mesmo modo, através das mesmas relações e ainda do produto $\varphi \times \chi$, onde χ representa o coeficiente de envelhecimento e tem um valor de 0,8.

Na zona da deformação máxima, a armadura na zona traccionada, como determinado no ponto 6.4.1. é constituída por 5 ϕ 12. Partindo desta solução pode-se calcular o valor de ρ .

O valor de ρ' é calculado na mesma zona, mas com a armadura de compressão, como determinado no mesmo ponto, a solução escolhida foi de 3 ϕ 16.

Quadro 7.1 - Parâmetros referentes à secção em estudo.

d(m)	d'(m)	h(m)	ρ	ρ	$\Phi_c (-)$	$\chi(-)$	$\alpha(-)$	As(cm2)	As'(cm2)
0,27	0,04	0,31	0,004189	0,004468	2,4	0,8	6,45	5,65	6,03

Quadro 7.2 - Valores de cálculo para a utilização de ábacos.

d/h	d'/h	$\chi \times \Phi_c$	ρ'/ρ	$\alpha \times \rho$
0,87	0,13	1,92	1,07	0,027

Como os parâmetros se encontram todos determinados, é possível agora determinar o valor dos coeficientes, através dos ábacos.

Nos ábacos, a nomenclatura não coincide com a utilizada neste capítulo. A ligação é a seguinte:

- $k_A^I \leftrightarrow K_{s1}$
- $k_A^{II} \leftrightarrow K_{s2}$
- $k_{\psi}^I \leftrightarrow K_{\varphi1}$
- $k_{\psi}^{II} \leftrightarrow K_{\varphi2}$

Os ábacos e os valores calculados são apresentados nas figuras seguintes:

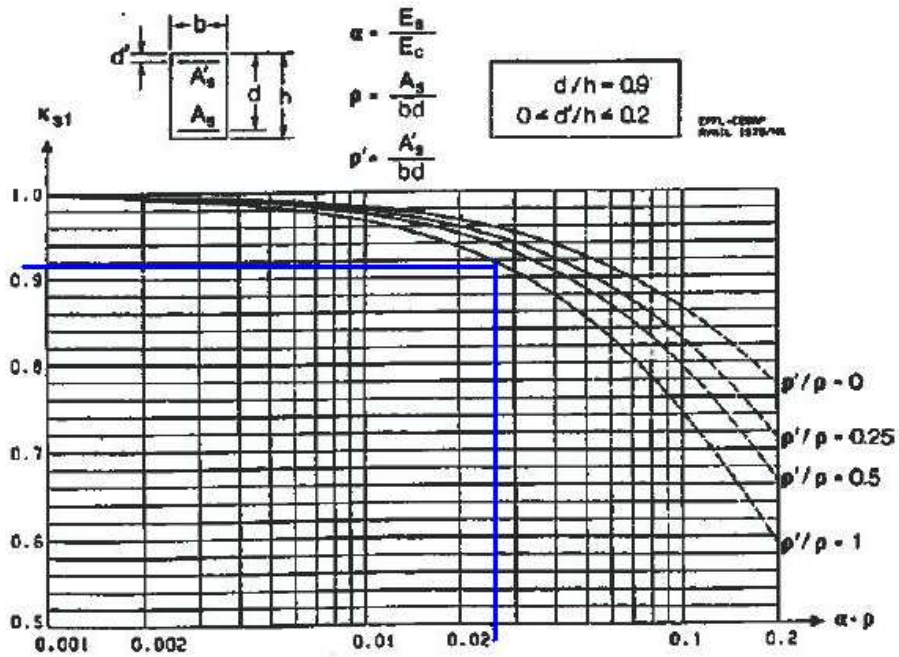


Figura 7.9 - Ábaco do coeficiente k_A^I .

Pelo ábaco, o valor do coeficiente k_A^I é 0,92.

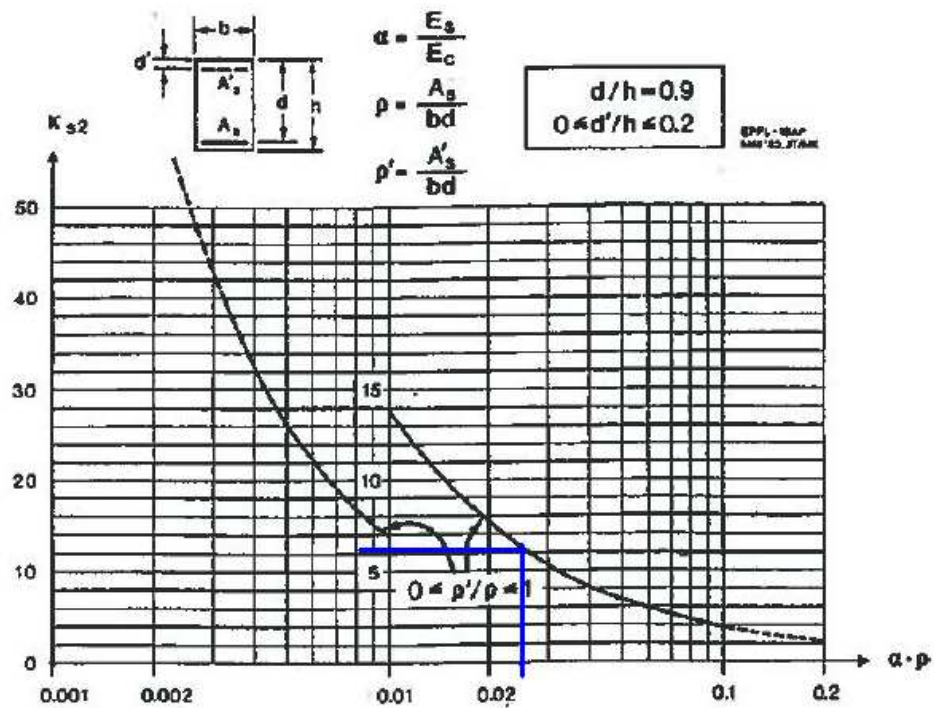


Figura 7.10 - Ábaco do coeficiente k_A^{II} .

Pelo ábaco, o valor do coeficiente k_A^{II} é 6,0.

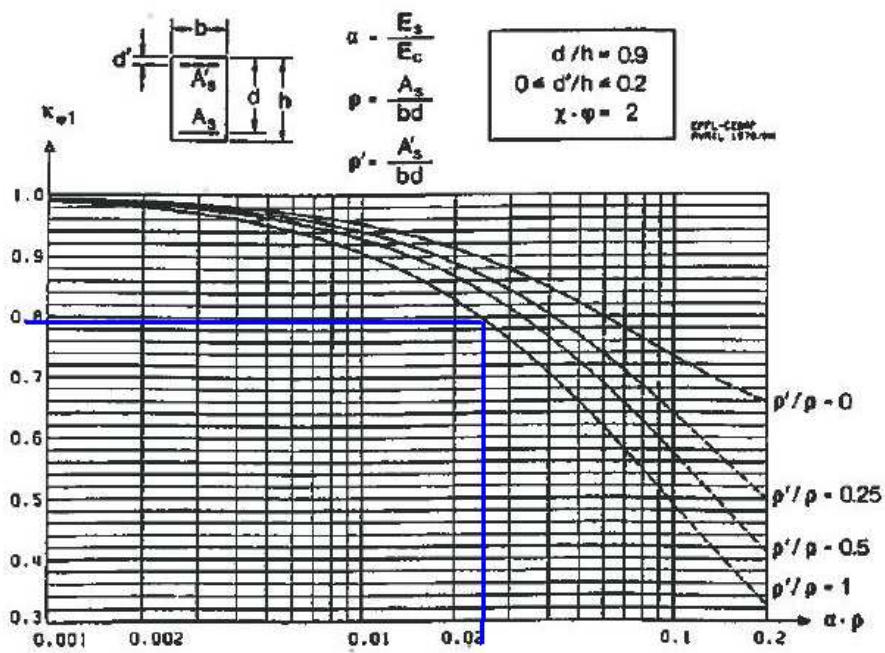


Figura 7.11 - Ábaco do coeficiente k_{ψ}^I .

Pelo ábaco, o valor do coeficiente k_{ψ}^I é 0,78.

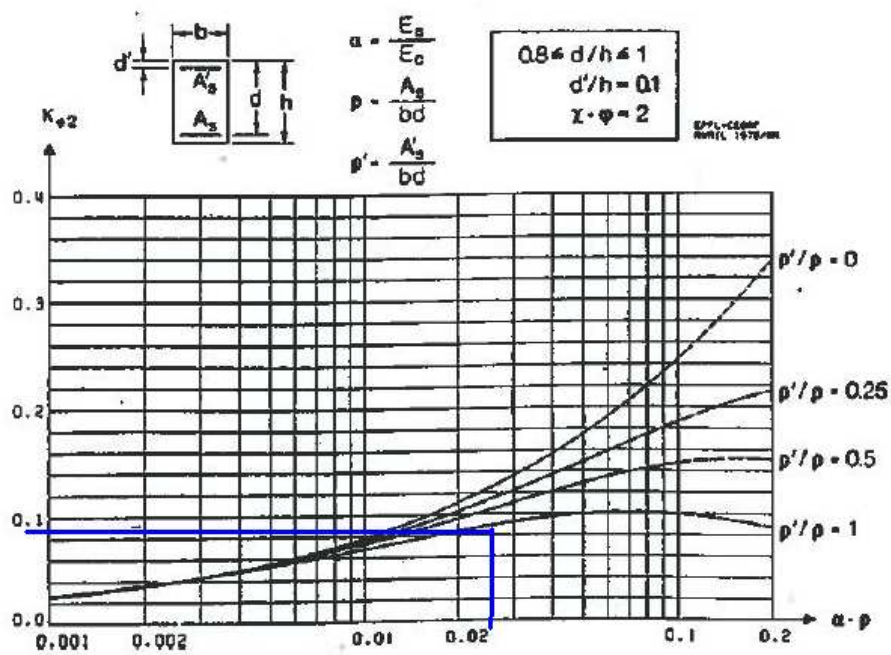


Figura 7.12 - Ábaco do coeficiente k_{ψ}^{II} .

Pelo ábaco, o valor do coeficiente k_{ψ}^{II} é 0,084.

7.3.1.7. Determinação do coeficiente de repartição

O cálculo do coeficiente de repartição depende do momento de fendilhação na secção determinante, M_{rD} e do momento flector total M_D , também calculado na secção determinante mas que depende do carregamento e acções que actuem na estrutura. O valor do momento de fendilhação é calculado através de uma expressão simplificada, apresentada de seguida, o momento flector total será determinado com o programa de cálculo. Ambos os momentos são calculados na banda maciça 1, pois é onde ocorre a máxima deformação em contacto com as alvenarias.

$$M_{rD} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctm} \quad (7.13.)$$

$$M_{rD} = \frac{0,5 \times 0,31^2}{6} \times 2,6 \times 10^3 \Leftrightarrow M_{rD} = 20,82 \text{ kN.m}$$

onde,

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples.

Como já referido, o momento flector total na secção determinante é calculado na região onde se encontra a deformação determinada. Para o seu cálculo é necessário utilizar a combinação frequente de acções, então a combinação de acções que se apresentou no capítulo 6, tem que ser alterada. Para a análise do estado limite de deformação o diagrama de momentos flectores na banda maciça é o seguinte:

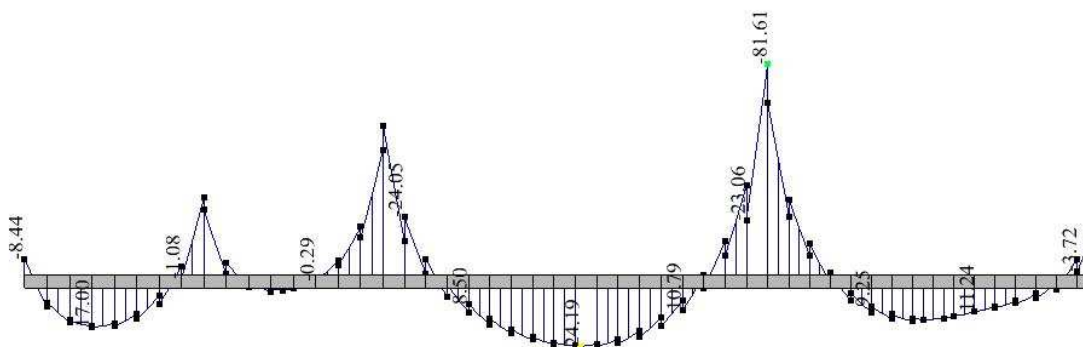


Figura 7.13 - Diagrama de momentos flectores na banda maciça 1 para a combinação frequente das acções.

A zona do momento máximo ampliada é a seguinte:

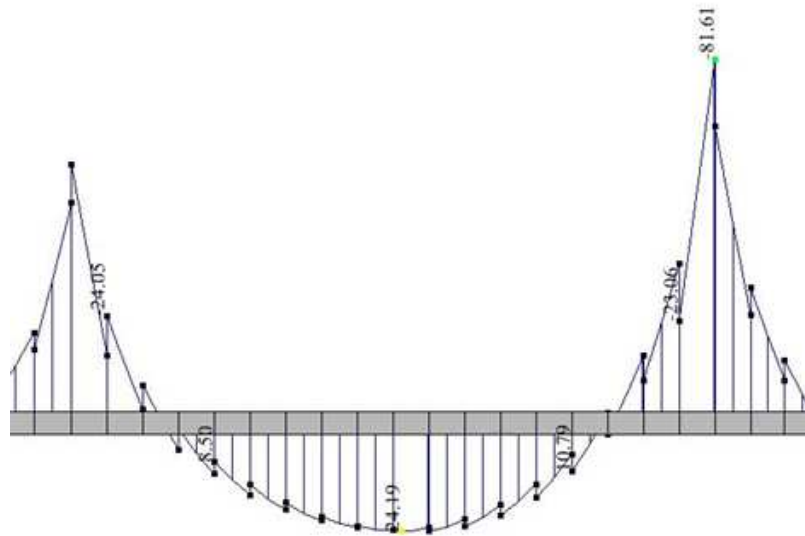


Figura 7.14 - Diagrama de momentos flectores na banda maciça 1 ampliado na zona de deformação máxima.

O momento na secção determinante é admitido igual ao momento máximo positivo correspondente ao diagrama elástico, nesta situação. O valor do momento é 24,19 kN.m.

Com os valores calculados dos momentos, é possível calcular o coeficiente de repartição :

- Para $t = 0$, $\zeta = 1 - 1 \times 1 \times \frac{20,82}{24,19} = 0,14$
- Para $t = t$, $\zeta = 1 - 1 \times 0,5 \times \frac{20,82}{24,19} = 0,57$

7.3.1.8. Determinação da flecha a_I e a_{II}

Flecha no estado I:

Para $t = 0$:

$$a_I^{t=0} = k_A^I \times a_c \Leftrightarrow a_I^{t=0} = 0,92 \times 0,3461 \Leftrightarrow a_I^{t=0} = 3,18 \text{ mm}$$

Para $t = t$:

$$a_{IG}^t = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \psi) \times a_{cG} \Leftrightarrow a_{IG}^t = 0,92 \times (1 + 0,78 \times 2,40) \times 0,3461 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow a_{IG}^t = 9,15 \text{ mm}$$

Flecha no estado II₀:

Para t = 0:

$$a_{II_0}^{t=0} = k_A^{II} \times a_c \Leftrightarrow a_{II_0}^{t=0} = 6,0 \times 0,3461 \Leftrightarrow a_{II_0}^{t=0} = 20,08 \text{ mm}$$

Para t = t:

$$a_{II_{0G}}^t = k_A^{II} \times (1 + k_{\psi}^{II} \times \psi) \times a_{cG} \Leftrightarrow a_{II_{0G}}^t = 6,0 \times (1 + 0,084 \times 2,40) \times 0,3461 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow a_{II_{0G}}^t = 24,95 \text{ mm}$$

7.3.1.9. Determinação da Flecha provável a_c

$$a = (1 - \zeta) \times a_I + \zeta \times a_{II_0} \quad \text{se } M > M_r$$

Para t = 0

$$a = (1 - 0,14) \times 3,18 + 0,14 \times 20,08 \Leftrightarrow a = 5,53 \text{ mm}$$

Para t = t

$$a = (1 - 0,57) \times 9,15 + 0,57 \times 24,95 \Leftrightarrow a = 18,16 \text{ mm}$$

Como é compreensível, esta flecha refere-se a uma deformação para a qual contribui o peso próprio da estrutura. Como o estudo se concentra em alvenarias de fachada, à flecha total é necessário subtrair a flecha elástica provocada pelo peso próprio, já que aquando da execução das paredes exteriores, a flecha provocada pelo peso próprio já ocorreu.

Deste modo, para concluir o cálculo é necessário obter as deformações obtidas pelo peso próprio através do programa de cálculo. De seguida é apresentada a zona correspondente à figura 7.3. mas desta vez apenas com a deformação sujeita ao peso próprio.

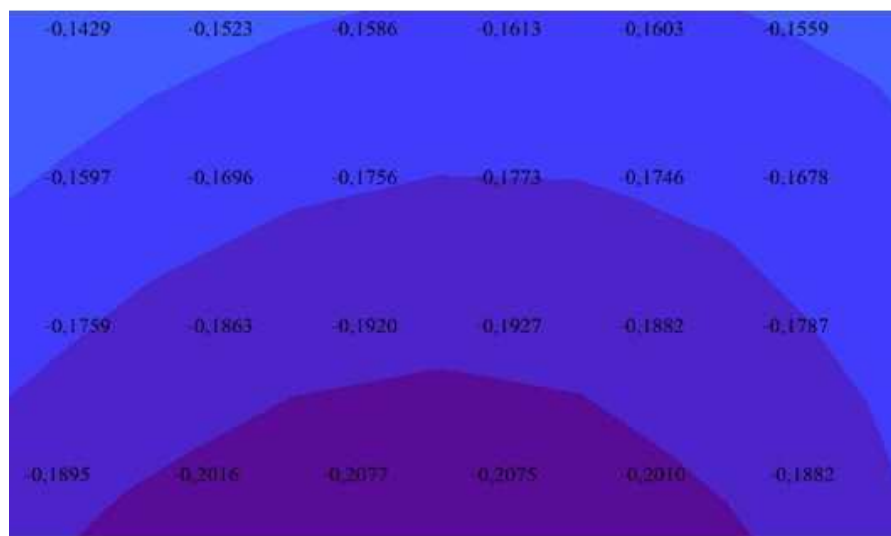


Figura 7.15 - Flecha elástica originada pelo peso próprio da estrutura.

A flecha elástica máxima referente ao peso próprio como se pode verificar na figura 7.15. é de 0,21 cm.

Então subtraindo este valor à flecha que se prevê a longo prazo para a estrutura, obtém-se a deformação à qual as paredes de alvenaria se vão encontrar sujeitas.

$$a_{c(\text{alvenaria})} = 18,16 - 2,08 \Leftrightarrow a_{c(\text{alvenaria})} = 16,08 \text{ mm}$$

7.4. CRÍTICA DE RESULTADOS

De forma a possibilitar a comparação com os valores dos autores já apresentados no ponto 2.4.3. torna-se necessário dividir a flecha instantânea e a de longo prazo obtida no presente estudo pelo vão correspondente, que se situa entre o pilar 13 e o pilar 14:

Após o carregamento:

$$\frac{860}{a_c} = \frac{8600}{5,53} \approx \frac{L}{1555} \quad (7.14.)$$

A tempo infinito:

$$\frac{860}{a_c} = \frac{8600}{16,1} \approx \frac{L}{534}$$

Como se verifica os valores encontram-se dentro dos limites regulamentares, ou seja, foi tudo dimensionado de acordo com as especificações do REBAP e tanto o valor da flecha a longo prazo como instantânea cumprem os limites estabelecidos. Concluindo, a solução encontra-se apropriada para execução em obra.

As limitações indicadas pelos autores apresentam-se no quadro seguinte:

Quadro 7.3 - Limitações de Flechas de diversos autores.

Autor	Deformação admissível
Pferffermann	L/1150
Conseil International du Bâtiment	L/1000
Prescrições belgas	L/2500
Manuel Pereira e José Aguiar	L/769
Manuel Pereira e José Aguiar	L/1073

Estes valores indicam que os valores obtidos no caso de estudo se encontram muito afastados das deformações admissíveis para a não fissuração, mesmo que se considerasse o valor menos exigente que é num dos casos de estudo de Manuel Pereira e José Aguiar, a fissuração é um dado adquirido a longo prazo.

7.5. ANÁLISE DE UMA NOVA SOLUÇÃO

De modo a realizar uma comparação entre o estudo do piso já apresentado, abordou-se um novo piso tipo mas com uma alteração, que poderia ser hipoteticamente colocada pela arquitectura, a remoção de um pilar, supondo que seria necessário numa zona do edifício obter mais espaço livre. Com estas modificações pretende-se analisar qual o impacto em termos de deformações da nova solução.

Para isto foi escolhido o pilar 8, não só para aumentar o espaço livre naquela zona, mas também porque este pilar é o que apresenta ser o mais gravoso, pois como no capítulo 6 foi apresentado, foi nessa zona que os momentos máximos negativos ocorreram.

Foi dimensionado novamente o piso com o mesmo processo aplicado no capítulo 6, não se encontra necessário proceder ao mesmo cálculo exaustivo, já que o processo seria o mesmo e também porque nesta situação não é necessário dimensionar todas as armaduras da laje, pois, como já visto, as deformações que têm importância no objecto de estudo encontram-se no contorno exterior da planta, ou seja, novamente numa das bandas maciças.

Mais uma vez se recorreu ao programa de cálculo para retirar os valores dos esforços e das deformações.

Para isto foi predimensionada uma nova laje, já que o valor do vão teórico apresentou um acréscimo de aproximadamente um metro. A nova solução conduziu a uma altura de laje de 35 cm, com um centímetro de lamina de compressão; adoptou-se então um valor de 36 cm, quer na altura da laje, quer na altura das bandas maciças.

As secções dos pilares também foram alteradas e serão apresentadas no anexo 4.

Após introduzida a nova solução no programa de cálculo, obteve-se o seguinte mapa das deformações para a combinação frequente das acções:

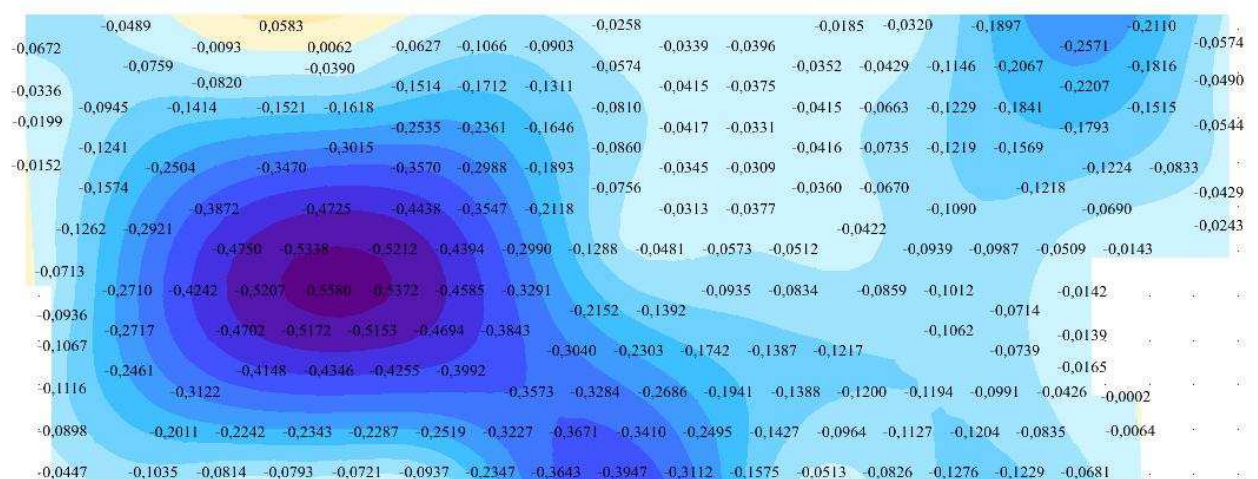


Figura 7.16 - Mapa de deformações da laje.

Como era de esperar, as flechas elásticas são superiores às verificadas na solução inicial, dado que a perda de rigidez da estrutura conduz a deslocamentos superiores.

Evidenciando novamente a zona do perímetro em que se regista a maior flecha, apresenta-se a zona da deformação máxima ampliada:

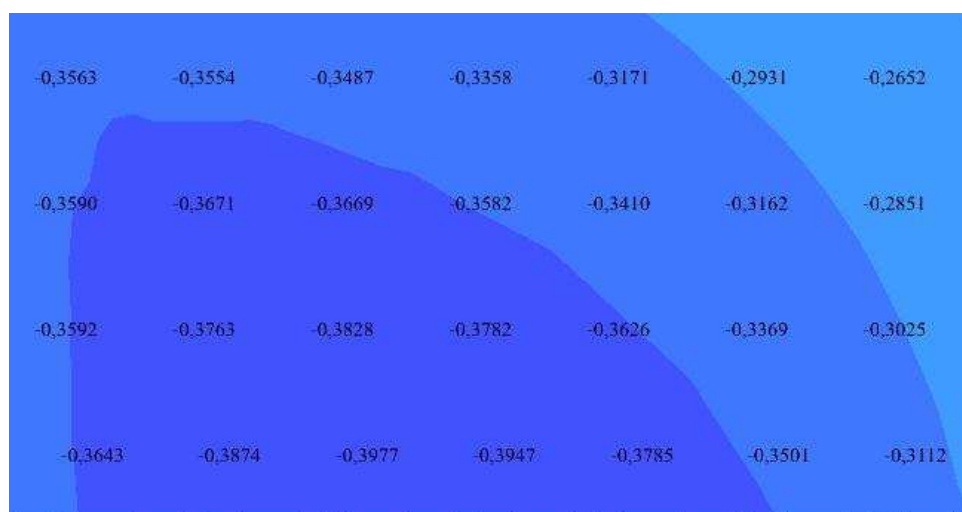


Figura 7.17 - Zona da deformação máxima do perímetro exterior.

Através da figura 7.17. verifica-se que a flecha elástica para o cálculo é de 0,40 e que esta ocorre novamente na banda maciça 1; então é necessário, para a utilização do metodo bilinear, a definição das armaduras nesta banda.

Para o dimensionamento das armaduras, foi necessário proceder a uma alteração da formulação utilizada no capítulo do dimensionamento, pois com o aumento dos momentos, o momento reduzido também sofreu um aumento, apresentando em alguns casos um valor superior a 0,31; então a armadura será calculada através das tabelas de flexão simples, duplamente armadas.

O quadro resumo do dimensionamento das armaduras longitudinais da banda maciça é o seguinte:

Quadro 7.4 - Armadura Longitudinal na Banda Maciça 1.

Banda maciça 1							
Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm2)	As,comp (cm2)	Solução	As,effect (cm2)	ρ (%)
Superior	-13,24	0,02	0,97	-	3 ϕ 25	14,73	0,92
	-144,64	0,17	12,16	-	3 ϕ 25	14,73	0,92
	-336,79	0,39	29,01	5,80	6 ϕ 25	29,45	1,84
	-348,65	0,41	30,85	6,17	7 ϕ 25	34,36	2,15
	-47,97	0,06	3,64	-	3 ϕ 25	14,73	0,92
Inferior	79,72	0,09	6,27	-	6 ϕ 12	6,79	0,42
	30,85	0,04	2,30	-	6 ϕ 12	6,79	0,42
	138,58	0,16	11,58	-	6 ϕ 12+3 ϕ 16	12,82	0,80
	64,88	0,08	5,02	-	6 ϕ 12	6,79	0,42

7.5.1. APLICAÇÃO DO MÉTODO BILINEAR À NOVA SOLUÇÃO

Para a utilização deste método encontra-se novamente indispensável calcular alguns parâmetros:

Quadro 7.5 - Cálculo do coeficiente de fluência.

h_0 (cm)	$\beta_d(t-t_0)$	Φ_d	$\beta_a(t_0)$	$\beta_r(t_0)$	$\beta_r(t)$	Φ_f	Φ_1	Φ_2	Φ_c
39,70	1,00	0,40	0,25	0,36	0,97	2,80	1,40	2,00	2,36

Quadro 7.6 - Parâmetros para a aplicação do método Bilinear.

d(m)	d'(m)	h(m)	ρ	ρ'	Φ_c (-)	χ (-)	α (-)	As(cm2)	As'(cm2)
0,32	0,04	0,36	0,0080	0,0092	2,36	0,8	6,45	12,82	14,73

Quadro 7.7 - Parâmetros para a aplicação do método bilinear.

d/h	d'/h	$\chi \times \Phi_c$	ρ'/ρ	$\alpha \times \rho$
0,89	0,11	1,89	1,15	0,051

Após calculados todos os valores é então possível utilizar novamente os ábacos.

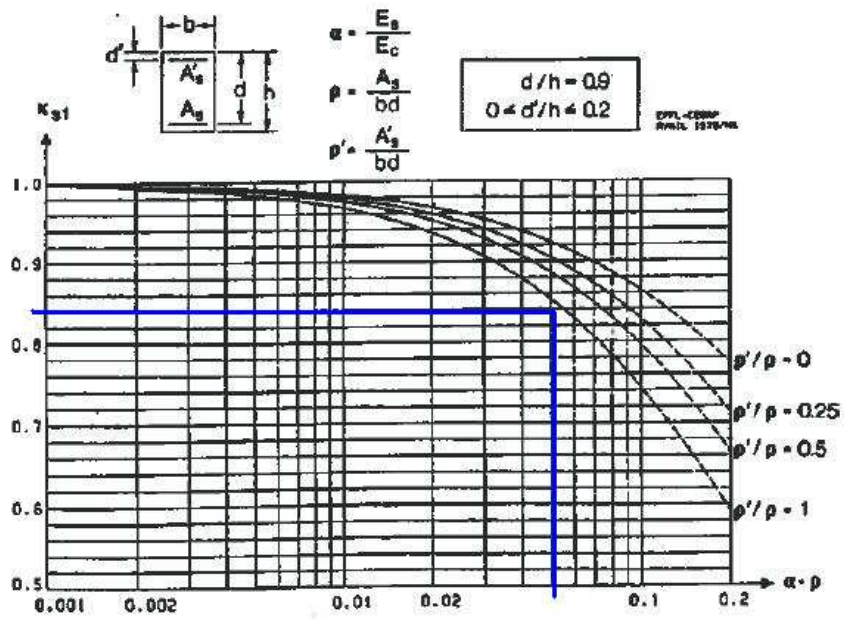


Figura 7.18 - Ábaco do coeficiente k_A^I .

Pelo ábaco, o valor do coeficiente k_A^I é 0,84.

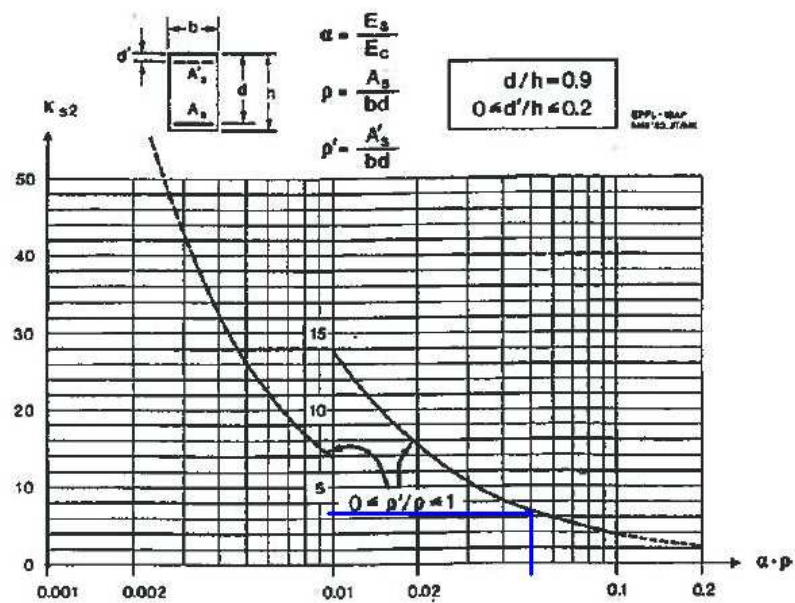


Figura 7.19 - Ábaco do coeficiente k_A^{II} .

Pelo ábaco, o valor do coeficiente k_A^{II} é 3,20.

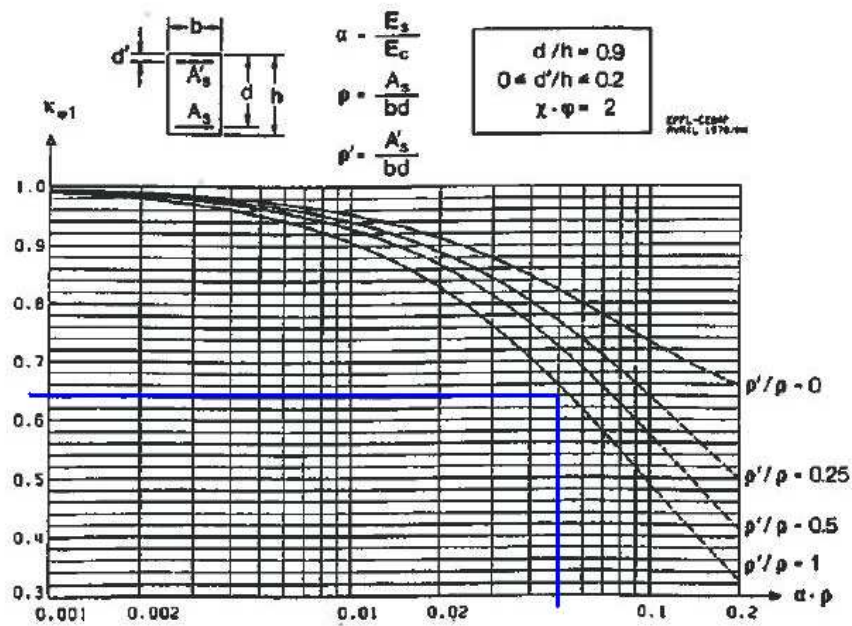


Figura 7.20 - Ábaco do coeficiente k_{ψ}^I .

Pelo ábaco, o valor do coeficiente k_{ψ}^I é 0,64.

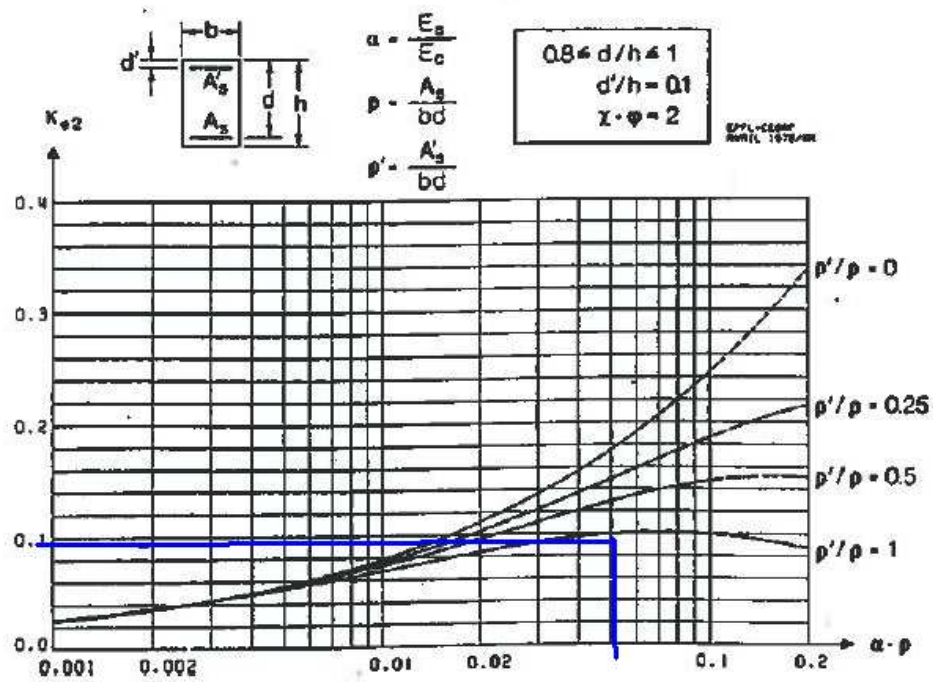


Figura 7.21 - Ábaco do coeficiente k_{ψ}^{II} .

Pelo ábaco, o valor do coeficiente k_{ψ}^{II} é 0,09.

7.5.2. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE REPARTIÇÃO

$$M_{\text{rD}} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{\text{ctm}} \Leftrightarrow M_{\text{rD}} = \frac{0,5 \times 0,36^2}{6} \times 2,6 \times 10^3 \Leftrightarrow M_{\text{rD}} = 28,08 \text{ kN.m}$$

O diagrama de momentos flectores da banda maciça é o seguinte:

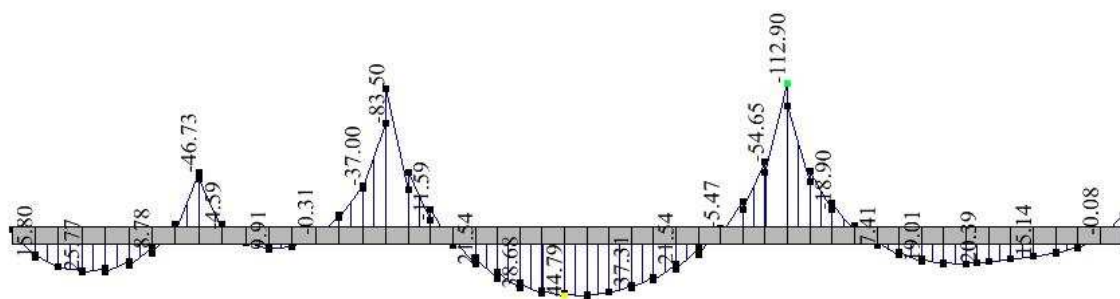


Figura 7.22 - Diagrama de Momentos Flectores na Banda Maciça 1.

A zona do momento máximo ampliada é a seguinte:

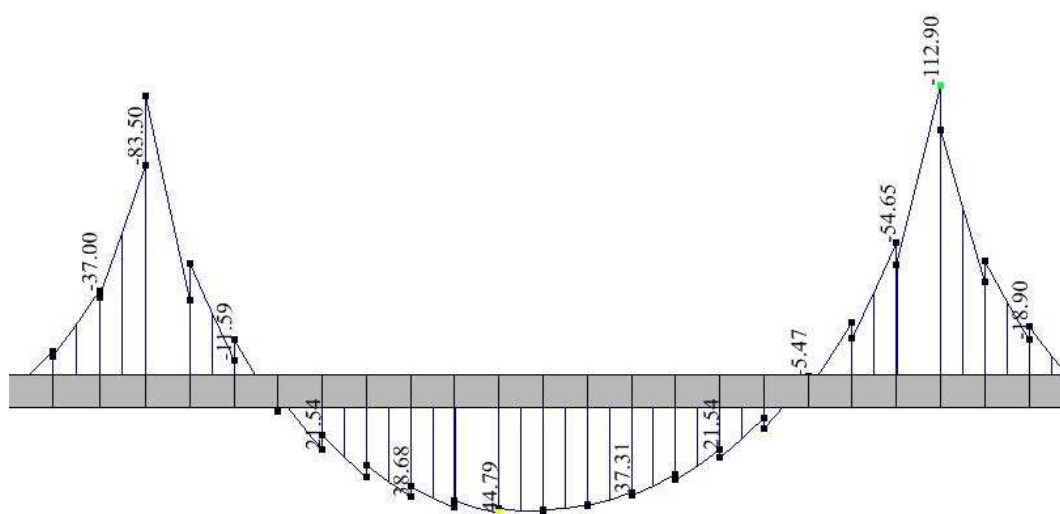


Figura 7.23 - Diagrama de momentos flectores na banda maciça 1 ampliado na zona de deformação máxima.

O momento na secção determinante é admitido igual ao momento máximo positivo correspondente ao diagrama elástico, nesta situação. O valor do momento é 44,79 kN.m.

Com os valores calculados dos momentos, é possível calcular o coeficiente de repartição :

- Para $t = 0$, $\zeta = 1 - 1 \times 1 \times \frac{28,08}{44,79} = 0,37$
- Para $t = t$, $\zeta = 1 - 1 \times 0,5 \times \frac{28,08}{44,79} = 0,69$

7.5.3. DETERMINAÇÃO DA FLECHA a_I E a_{II}

Flecha no estado I:

Para $t = 0$:

$$a_I^{t=0} = k_A^I \times a_c \Leftrightarrow a_I^{t=0} = 0,84 \times 0,3947 \Leftrightarrow a_I^{t=0} = 3,32 \text{ mm}$$

Para $t = t$:

$$a_{IG}^t = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \psi) \times a_{cG} \Leftrightarrow a_{IG}^t = 0,84 \times (1 + 0,64 \times 2,36) \times 0,3947 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow a_{IG}^t = 8,32 \text{ mm}$$

Flecha no estado II_0 :

Para $t = 0$:

$$a_{II_0}^{t=0} = k_A^{II} \times a_c \Leftrightarrow a_{II_0}^{t=0} = 3,20 \times 0,3947 \Leftrightarrow a_{II_0}^{t=0} = 12,63 \text{ mm}$$

Para $t = t$:

$$a_{II_0G}^t = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \psi) \times a_{cG} \Leftrightarrow a_{II_0G}^t = 3,20 \times (1 + 0,09 \times 2,36) \times 0,3947 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow a_{II_0G}^t = 15,31 \text{ mm}$$

7.5.4. DETERMINAÇÃO DA FLECHA PROVÁVEL a_c

$$a = (1 - \zeta) \times a_I + \zeta \times a_{II_0} \quad \text{se } M > M_r$$

Para $t = 0$

$$a = (1 - 0,37) \times 3,32 + 0,37 \times 12,63 \Leftrightarrow a = 6,79 \text{ mm}$$

Para $t = t$

$$a = (1 - 0,69) \times 8,32 + 0,69 \times 15,31 \Leftrightarrow a = 13,13 \text{ mm}$$

Como na situação inicial é necessário retirar o valor da flecha elástica relativa ao peso próprio, pelos motivos atrás apresentados.

Então o mapa de deformações na zona do perímetro que contém a deformação máxima é o seguinte:

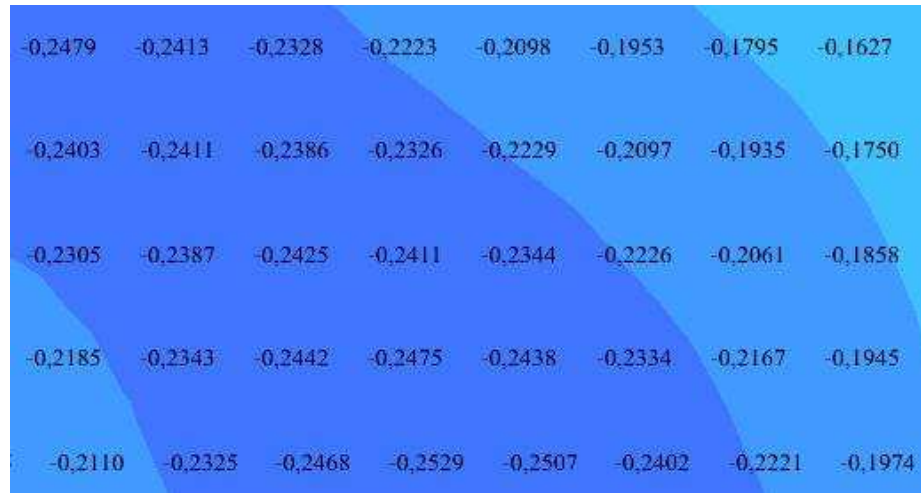


Figura 7. 24 - Flecha elástica originada pelo peso próprio da estrutura após remoção do pilar 8.

$$a_{c(\text{alvenaria})} = 13,13 - 2,53 \Leftrightarrow a_{c(\text{alvenaria})} = 10,60 \text{ mm}$$

7.5.5. CRÍTICA DE RESULTADOS

Após o carregamento:

$$\frac{860}{a_c} = \frac{8600}{6,79} \approx \frac{L}{1267}$$

A tempo infinito:

$$\frac{860}{a_c} = \frac{8600}{10,60} \approx \frac{L}{811}$$

Numa análise menos fundamentada, seria expectável que as deformações máximas na banda maciça no presente caso, aumentassem significativamente, o que apenas aconteceu no caso da flecha instantânea. Na flecha a longo prazo não ocorreu. Nesta situação é inferior à primeira situação analisada.

Apesar de ter diminuído, o seu valor também não se encontra inferior aos valores apresentados pelos diversos autores, encontrando-se as paredes de alvenaria exteriores novamente sujeitas a fissuração.

8

8. CONCLUSÕES

Da análise dos resultados, fica bem explícito que as conclusões do estudo foram de encontro aos pressupostos iniciais.

A legislação em vigor encontra-se muito permissiva na limitação das flechas em estado limite de utilização, existindo um grande desfasamento entre os limites impostos em termos de deformações admissíveis e os estudos elaborados por diversos autores e organismos para a compatibilização destas deformações com elementos não estruturais. Estes regulamentos têm em conta as deformações dos elementos de betão armado, mas ainda não dispõe de uma metodologia de cálculo que permita conciliar estas deformações com os elementos não estruturais aos quais dão apoio.

Apesar da maior restrição por parte do EC2 em relação ao REBAP, este de modo algum se apresenta suficiente para diminuir os problemas das fachadas contemporâneas em alvenaria de tijolo originadas pelas deformações dos suportes.

Os resultados demonstram que as deformações dos elementos de suporte são limitadas de forma insuficiente e que se encontram condicionantes para um desempenho eficaz das alvenarias, que por si só já apresentam patologias a diversos níveis.

Da análise dos dois modelos utilizados verificou-se que tanto a flecha instantânea como a flecha a longo prazo se apresentam superiores ao valor $1/1200$, adoptado no capítulo 2 como valor razoável e ponto de comparação, ou seja, desde a concepção que as alvenarias de fachada vão estar sujeitas a acções que lhe condicionam o desempenho durante a vida útil, originando patologias (fissuração).

Verificou-se ainda que apesar de se ter criado alguma instabilidade à estrutura com a remoção de um pilar interior, isto não conduziu a uma solução mais instável em termos de deformações nos elementos estudados. Isto deve-se não só ao aumento da espessura dos elementos de suporte mas também ao aumento de armadura de compressão, dimensionada para a banda maciça onde se identificaram as maiores flechas elásticas.

Para limitar as deformações instantâneas e diferidas deve-se então:

- Garantir uma cura adequada do betão e só depois proceder à aplicação de cargas, ou seja, as cargas devem ser colocadas o mais tarde possível;
- Dimensionar elementos resistentes com uma maior rigidez, utilizando uma relação entre altura e extensão do vão mais pequena;
- Aumentar a resistência dos materiais utilizados, nomeadamente a do betão, aumentando deste modo o módulo de elasticidade, E_c ;

- Prever armadura de compressão nos elementos horizontais resistentes em contacto com as alvenarias;
- Sobredimensionar os elementos em termos de armadura longitudinal;
- Usar sistemas estruturais que forneçam restrição às rotações nos suportes, por exemplo, por meio de continuidade;
- Reduzir as zonas fendilhadas pré-esforçando.

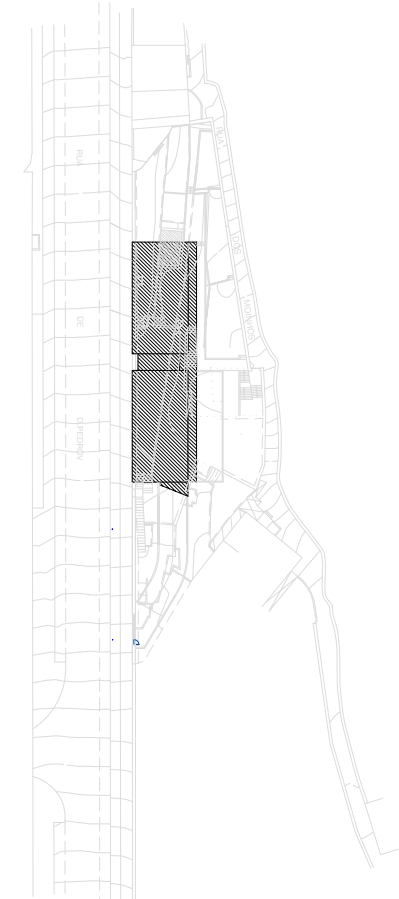
Quando isto não for possível, pode-se actuar ao nível da concepção das alvenarias, prevendo elementos que dessolidarizem os elementos de suporte dos elementos não resistentes ou aumentar a resistência das paredes, por exemplo com a introdução criteriosa de armadura de juntas horizontais, e com a interposição de materiais de apoio com resiliência adequada obrigando esta ultima solução a exigências, a nível acústico, de protecção contra a humidade e contra a propagação de incêndios [8]

Conclui-se que os regulamentos em vigor não se encontram completamente eficientes e que apesar das dificuldades que se apresentam nas revisões destes documentos, eles devem ser revistos e reformulados para eliminar falhas que não podem ser atribuídas a nenhum interveniente do processo construtivo e que de um modo ou de outro limitam o sucesso das construções.

Por fim, a realização deste trabalho indica que se deve dar mais atenção a este tipo de casos; o projectista de estruturas de betão armado deve ter consciência que poderá intervir para melhorar o produto final ao tomar medidas que apesar de não se encontrarem regulamentadas, poderão prevenir situações como estudadas neste trabalho, em que os elementos de suporte não põe em causa a estabilidade da estrutura mas prejudicam o desempenho das alvenarias de fachada.

Bibliografia

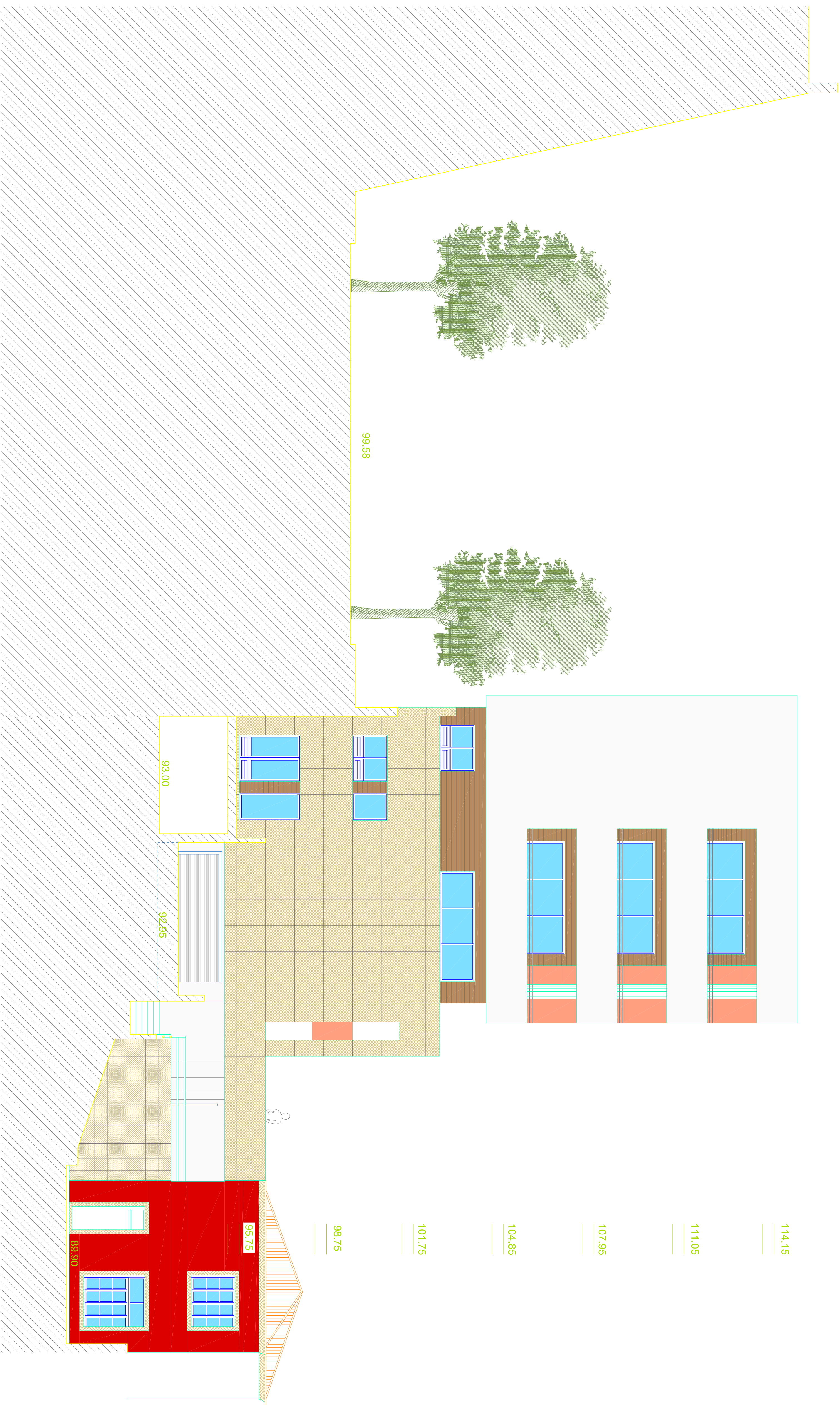
- [1] Vicente, Romeu. *Patologia das Paredes de Fachada. Estudo do Comportamento Mecânico das Paredes de Fachada com Correção Exterior das Pontes Térmicas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FCTUC, Coimbra, 2002.
- [2] Sousa, A.V.S.. *Manual de Alvenaria de Tijolo*. APICER, Coimbra, 2000.
- [3] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)*, Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho.
- [4] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)*, Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio.
- [5] Sousa, Hipólito: *Alvenarias em Portugal. Situação actual e perspectivas futuras*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [6] *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Norma Europeia EN 1992-1-1:2004*. Abril/2004.
- [7] Pereira, M.F.P. *Anomalias em Paredes de Alvenaria sem Função Estrutural*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2005.
- [8] Silva, J. M., Abrantes, V.. *Patologia em Paredes de Alvenaria : Causas e Soluções*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria.
- [9] Pacheco, Pedro, Pouca, N.V.. *Manual de Apoio ao Trabalho de Projecto*. Aparentamentos da cadeira de Estruturas de Betão 2, FEUP, Porto, 2006.
- [10] Carvalho, N.R.F. *Metodologia de Análise de Lajes Fungiformes*. Projecto de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2008.
- [11] http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Betao_armado_1/downloads/BasesdeProjectoeAccoescor.pdf 20/5/2009
- [12] Costa, A.G. *Estruturas de Edifícios*. Aparentamentos da cadeira de Concepção e Execução de Estruturas de Edifícios, FEUP, Porto, 1999.
- [13] Marchao, C., Appleton, J.. *Betão Armado e Pré-Esforçado II: Módulo 2 – Lajes de Betão Armado*. Folhas de apoio às aulas, IST, Lisboa, 2007/2008.
- [14] Farinha, J.S.B., J.P., Reis, A.C.. *Tabelas Técnicas*. 1993
- [15] Figueiras, J.A.. *Verificação aos Estados Limites de Utilização*. FEUP, DECivil, 1997.
- [16] Figueiras, J.A.. *Lajes Maciças*. FEUP, DEC/LEC, 2003/2004.
- [17] Lima, J.D, Monteiro, Vitor. *Betão Armado- Esforços Normais e de Flexão*. LNEC, 2004
- [18] Silva, J.M., *Alvenarias não Estruturais Patologias e Estratégias de Reabilitação*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria.



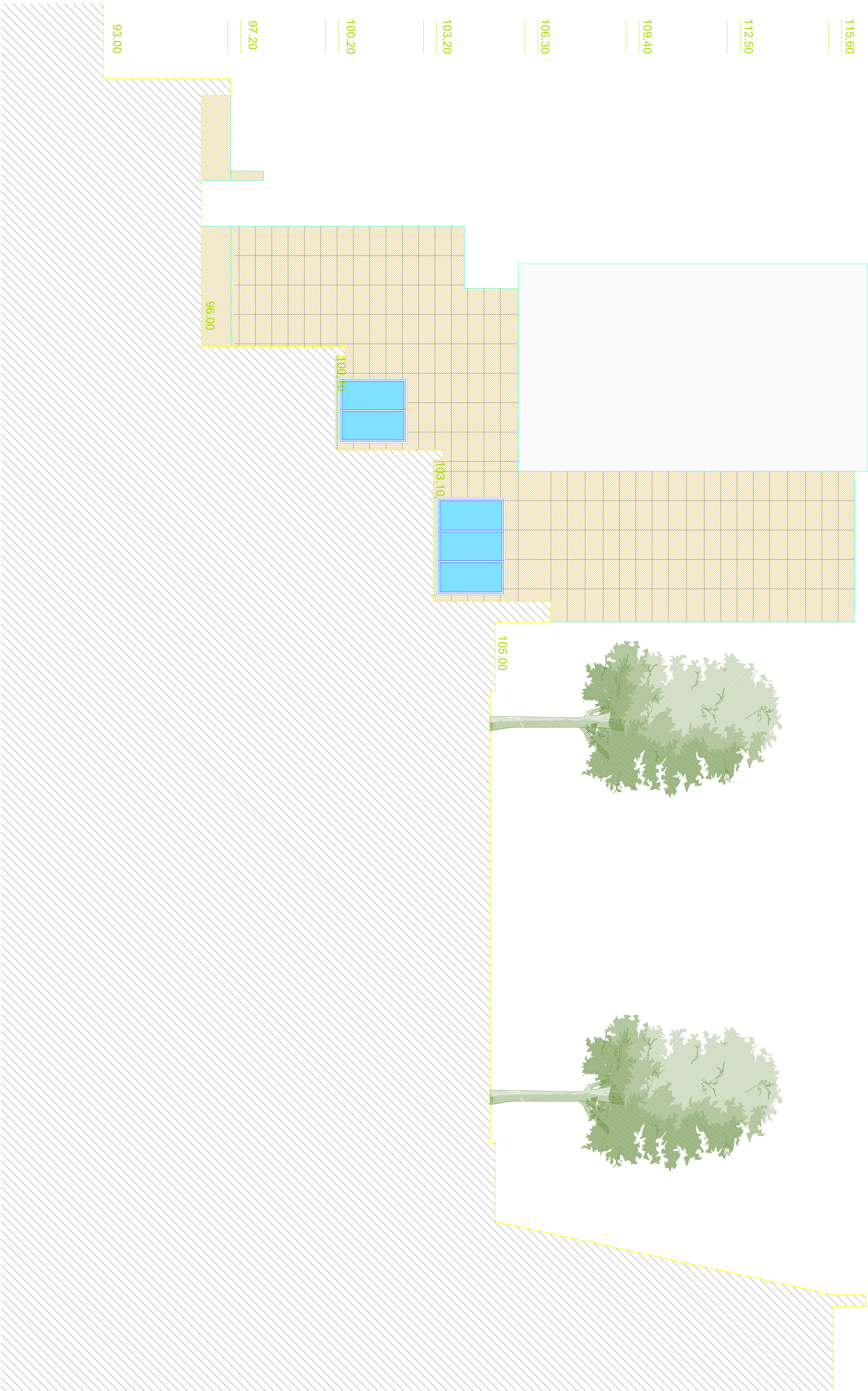
SISTEMA DE CAPOTO PINTADO A COR BRANCO MARFIM

1000

CORTE ALÇADO (SUL) 1:41

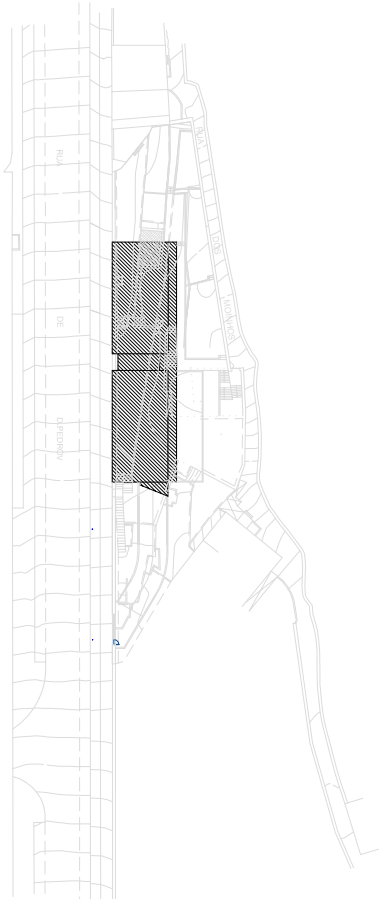


CORTE ALÇADO (NORTE) 1:11



- LEGENDA
- MADEIRA (PROCEMA)
 - REBOCO APICADO PINTADO A COR BRANCA MARFIM
 - SISTEMA DE CIMENTO PINTADO A COR BRANCO MARFIM
 - PLACAGEM EM GRANITO AMARELO VIMBERO
 - REBOCO APICADO PINTADO A COR ROSA VELHO
 - CANALIZADA EM ALUMINIO ANODIZADO
 - CANALIZADA COM RESSINO SQUELANTANTE AO TUBO D'ÁGUA, A COR BRANCA

CORTES / ALÇADOS
(NORTE E SUL)

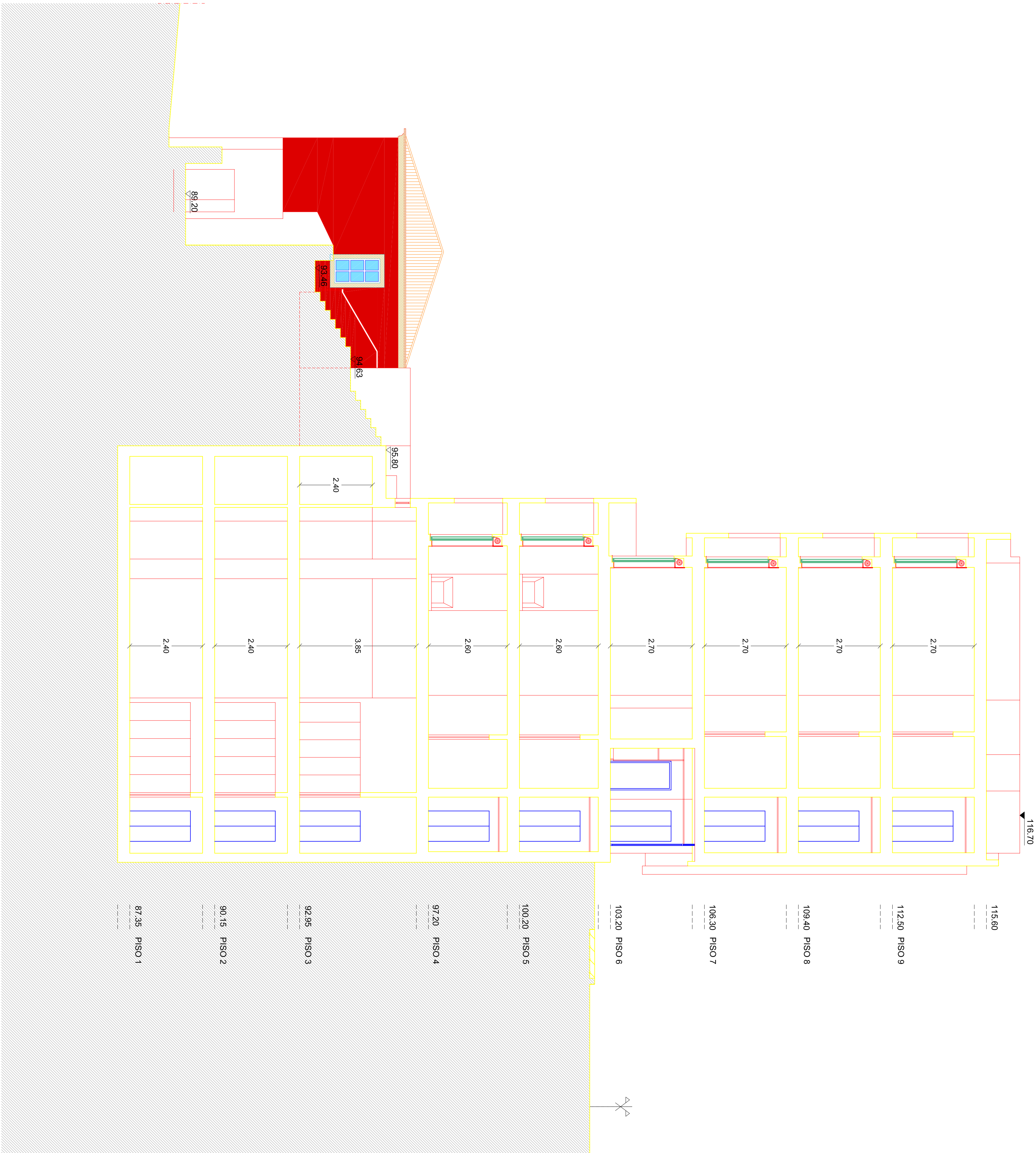




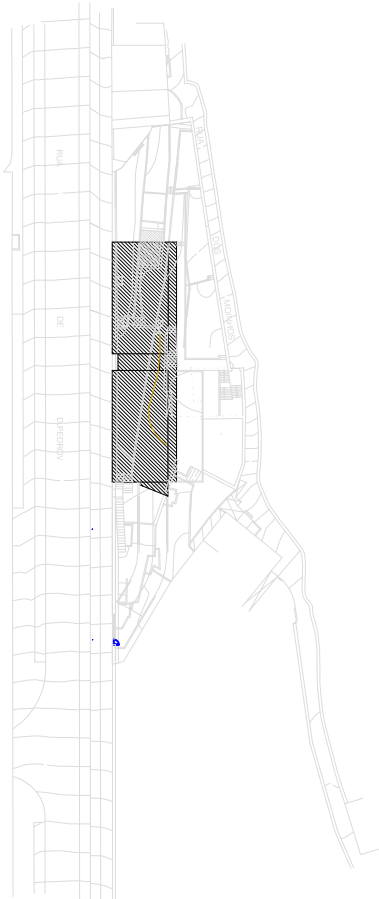
CORTE 3-3'

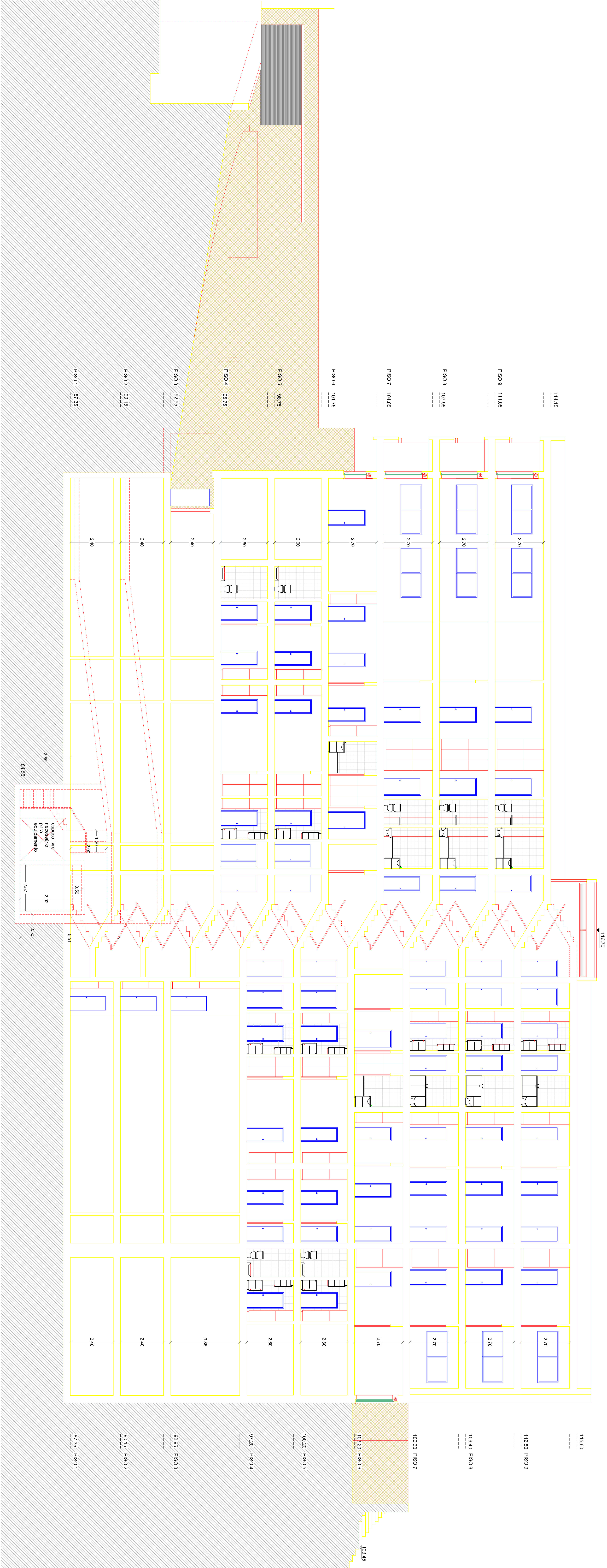


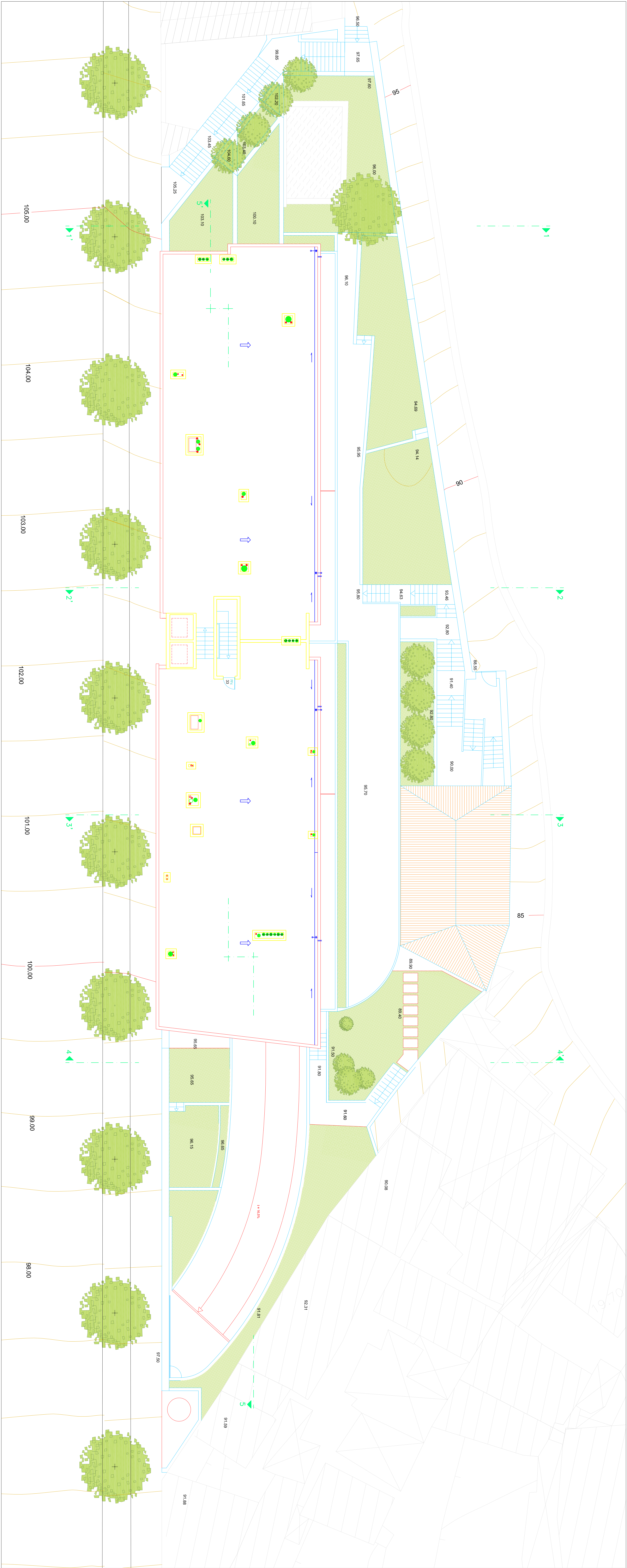
CORTE 2-2'



CORTES







LEGENDA:

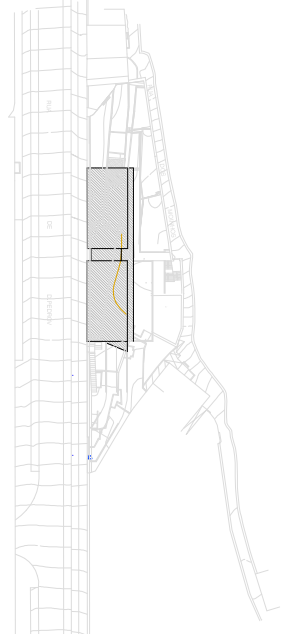
ÁREA COMUM

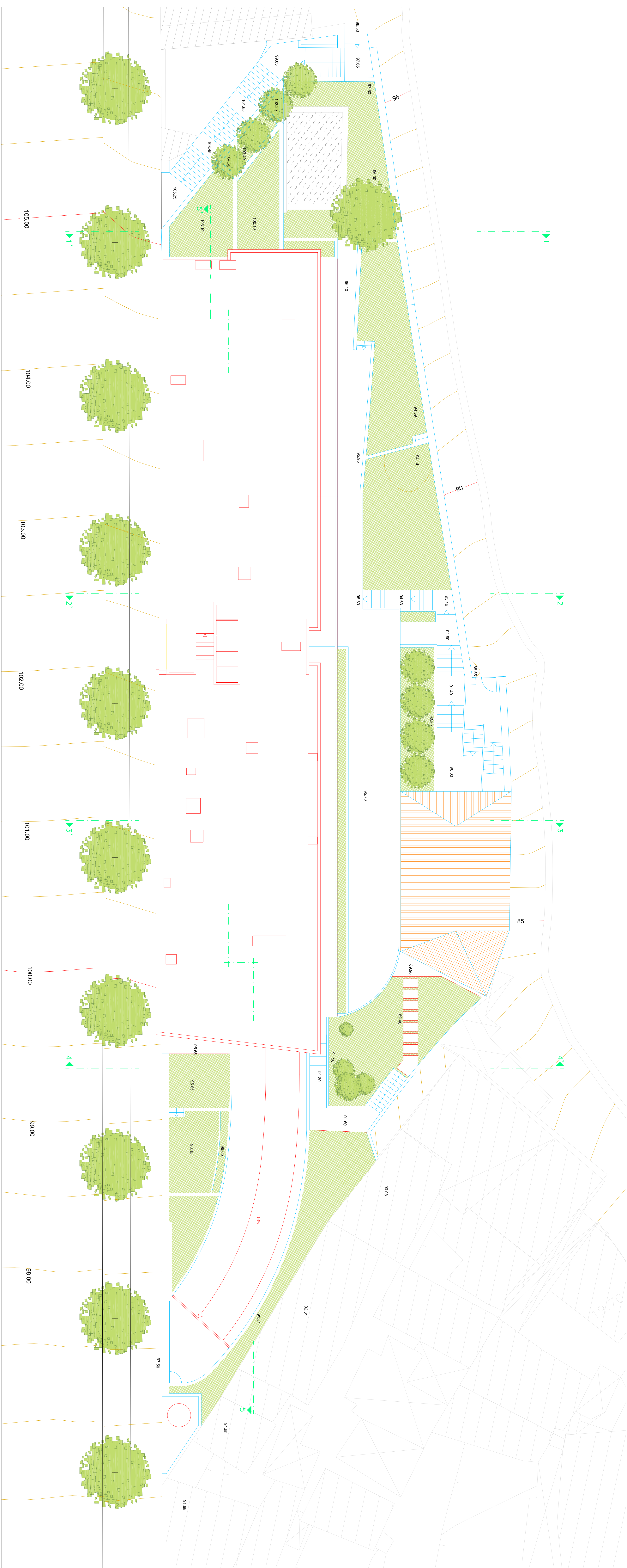
- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arunhos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alpendrado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso a R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Auto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Comum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arunhos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

PLANTA DE ACESSO À COBERTURA





LEGENDA:

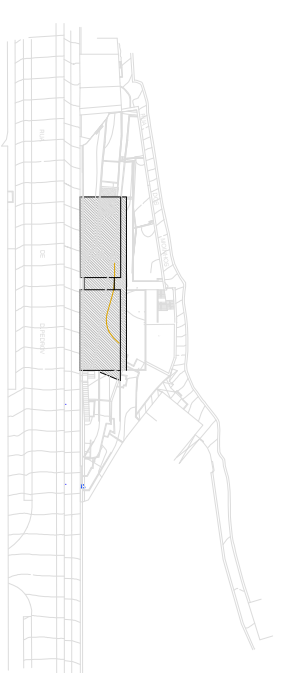
AREA COMUNI

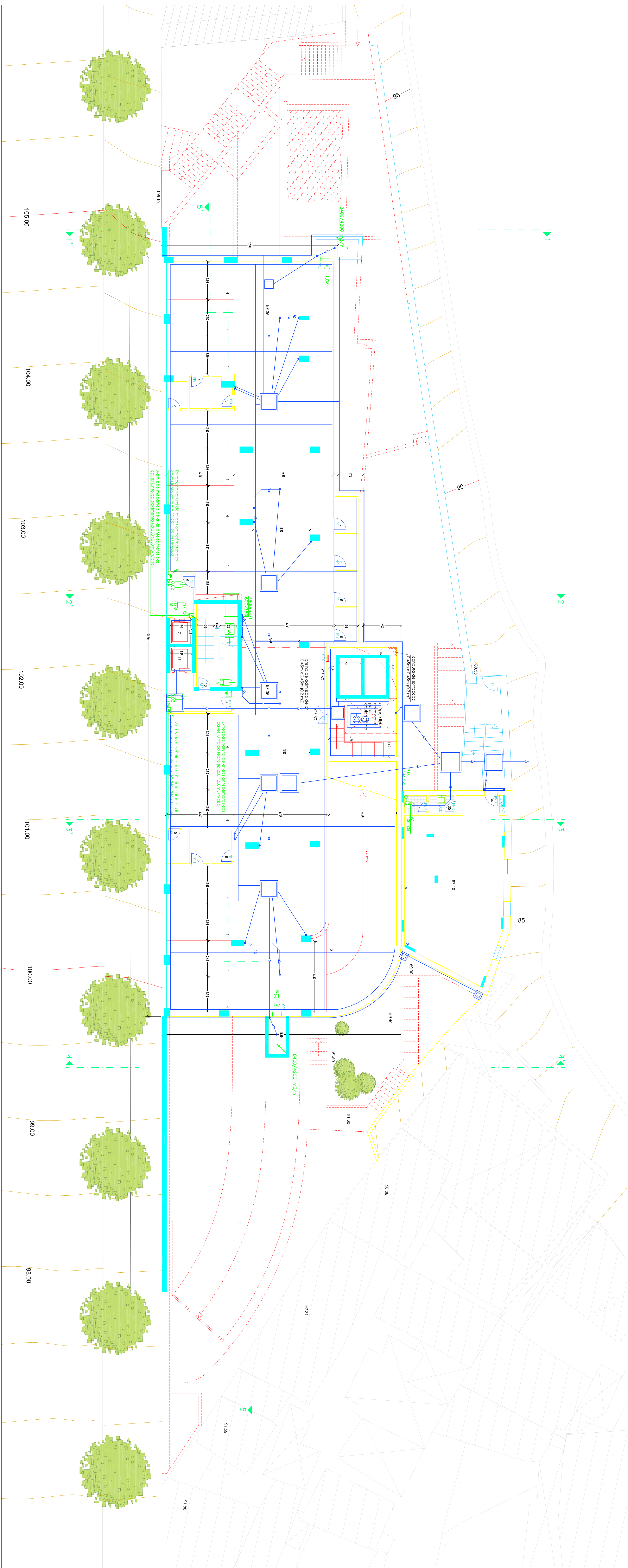
- 1- Acesso à Cave / Pedrão da R. dos Montes
- 2- Rampa de acesso à cave
- 3- Rampa de ligação entre caves
- 4- Lugo de Gargam
- 5- Arruos
- 6- Alencanara (Acessos verticais)
- 7- Área Técnica
- 8- Saida para o exterior
- 9- Alpendrado / Relvado
- 10- Zona Palmierizada
- 11- Acesso à R. dos Montes
- 12- Escadaria de ligação entre a R.D. Pedro V e a R. dos Montes

HABITAÇÃO

- 13 - Entidade Principal
- 14 - Ativo
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Aquecedor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Commum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Armários
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terrapço
- 33 - Acesso à Cobertura

PLANTA DE COBERTURA





LEGENDA

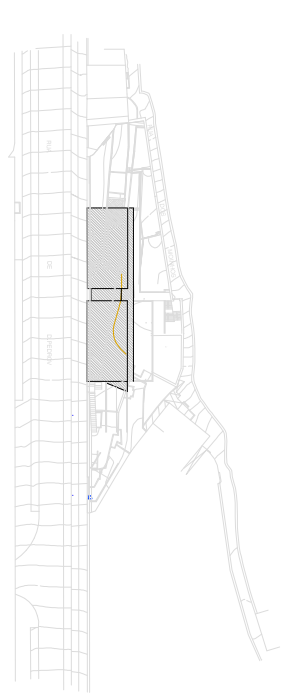
AREA COMUN

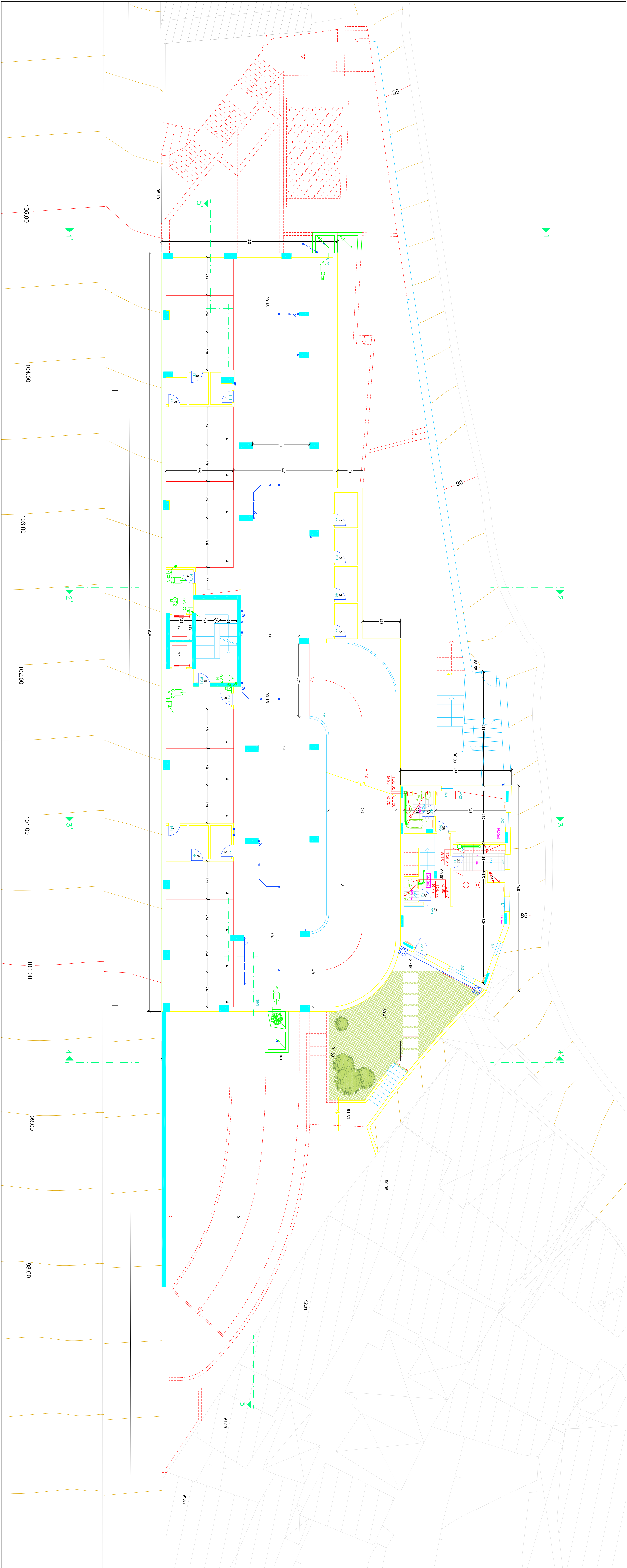
- 1 - Acesso à Cave
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Artrumos
- 6 - Alinçamaria (Acessos verticais)
- 7 - Área técnica
- 8 - Sala para o exterior
- 9 - Alindado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso à R. dos Homins
- 12 - Escadaria de ligação entre as Ruas

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Ativo
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Gabinete de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Comum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Armários
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terço
- 33 - Acesso à Cobertura

PLANTA DO PISO -





LEGENDA:

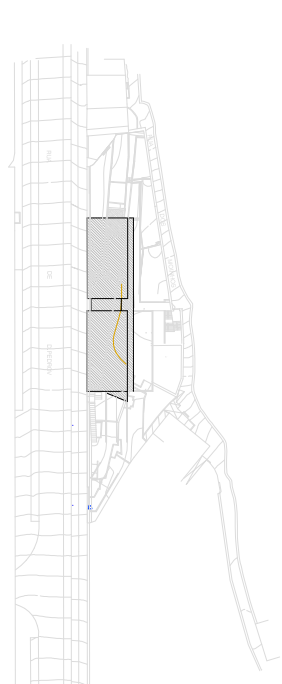
ÁREA COMUM

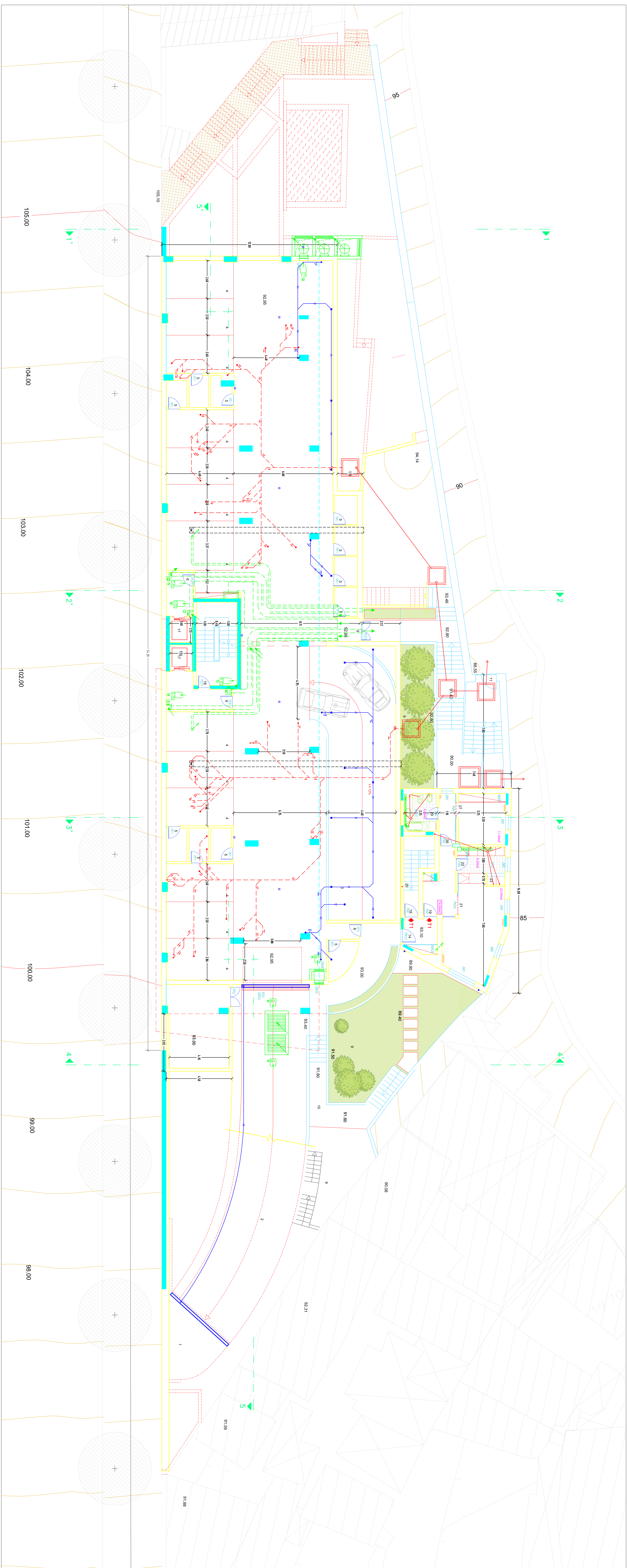
- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Moinhos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arquivos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saida para o exterior
- 9 - Alpendrado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso a R. dos Moinhos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Moinhos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Auto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de entrada
- 20 - Escadaria interior
- 21 - Sala Comum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arquivos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

PLANTA DO PISO 2





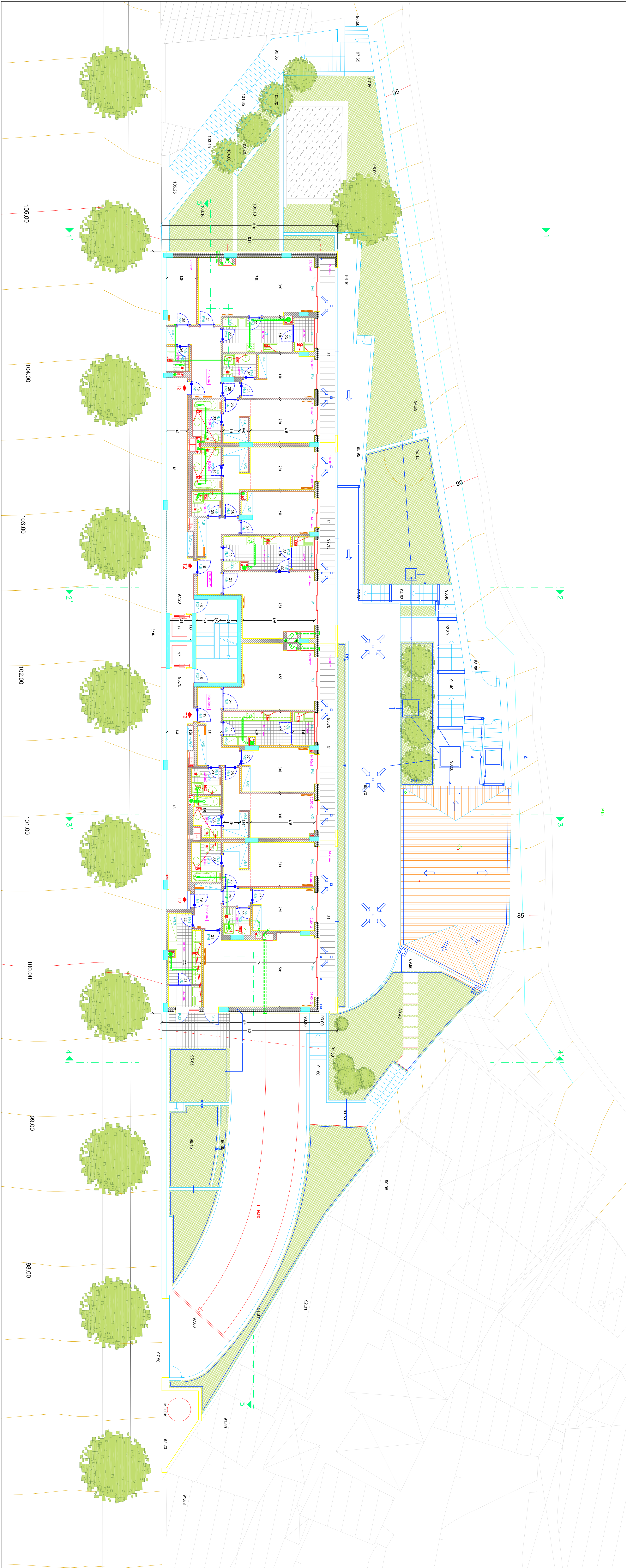
LEGENDA:

ÁREA COMUM

- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arunhos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alpendrado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso a R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Auto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de entrada
- 20 - Escada interior
- 21 - Sala Comum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arunhos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura



LEGENDA:

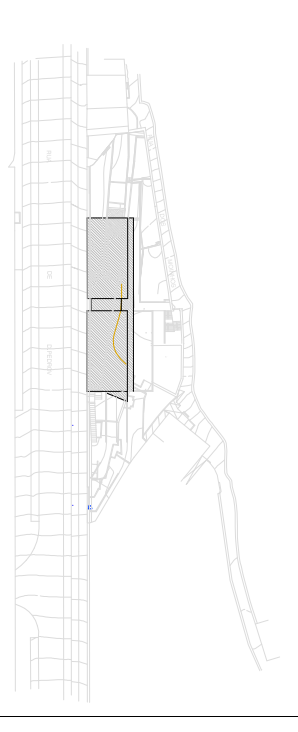
ÁREA COMUM

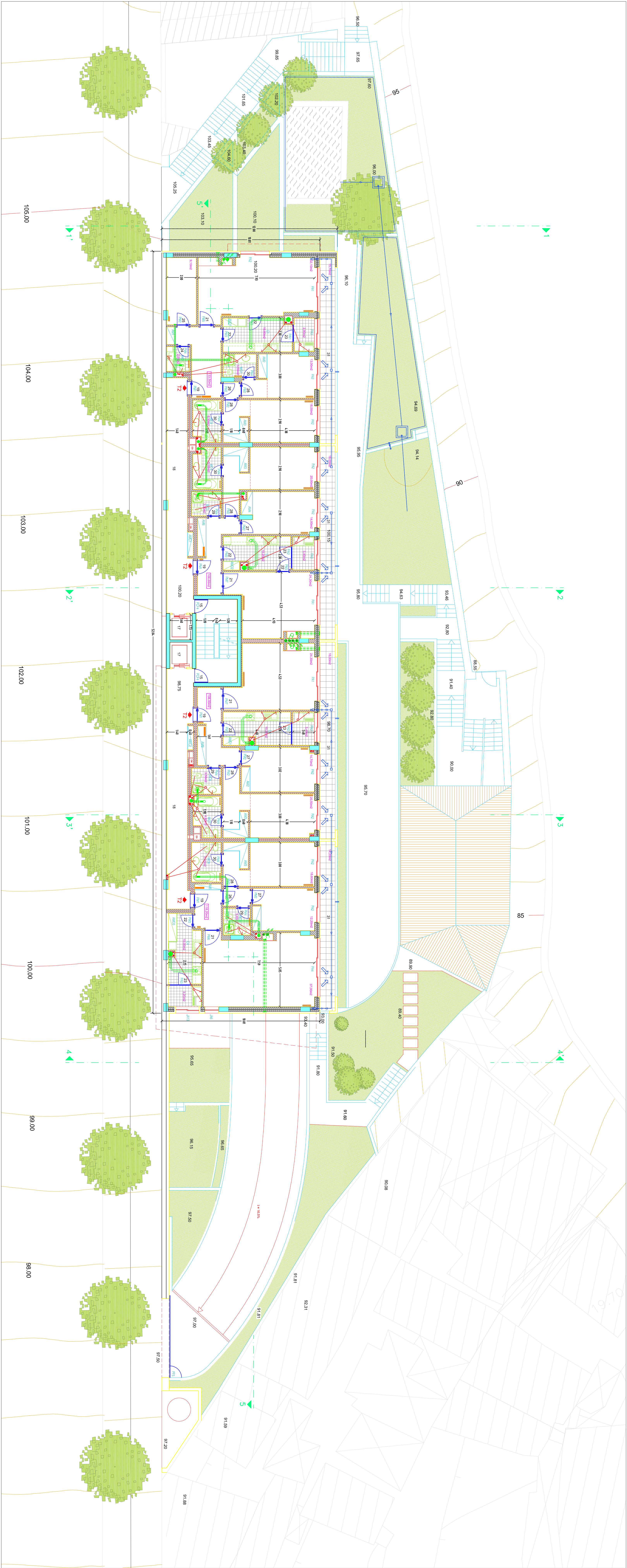
- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Moinhos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arquivos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saida para o exterior
- 9 - Alpendrado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso a R. dos Moinhos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Moinhos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Auto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Comum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arquivos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

PLANTA DO PISO 4





LEGENDA:

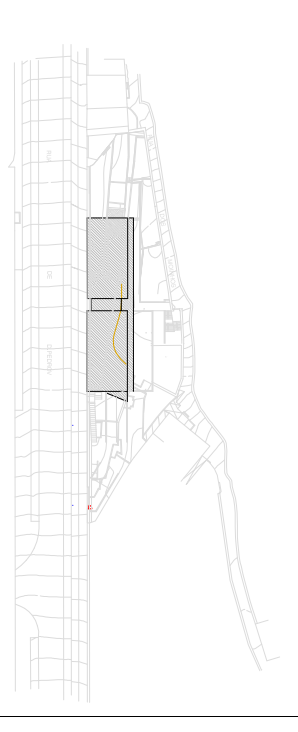
ÁREA COMUM

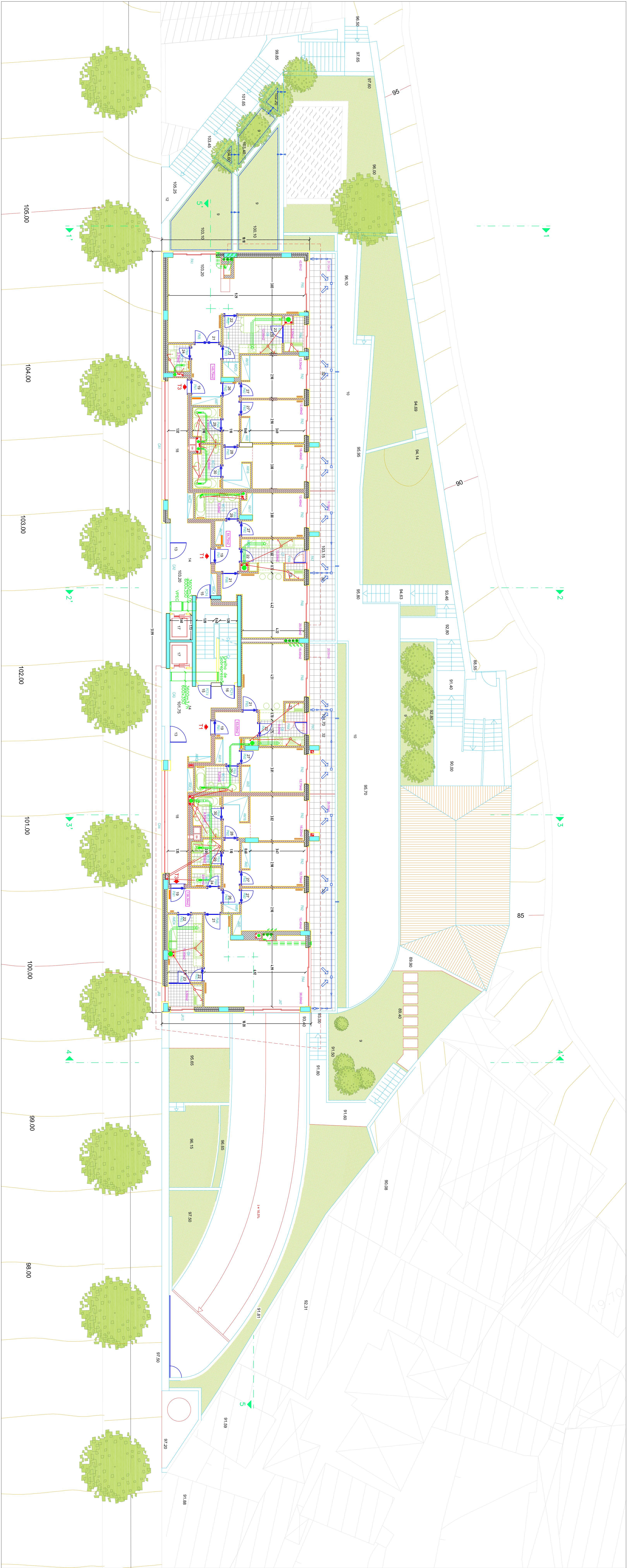
- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Moinhos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arquivos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alpendrado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso a R. dos Moinhos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Moinhos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Auto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de entrada
- 20 - Escada interior
- 21 - Sala Comum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arquivos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

PLANTA DO PISO 5





LEGENDA:

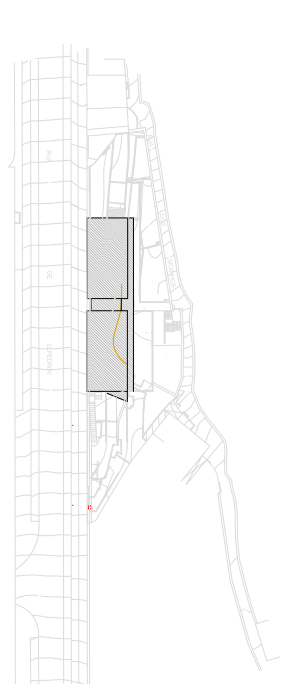
ÁREA COMUM

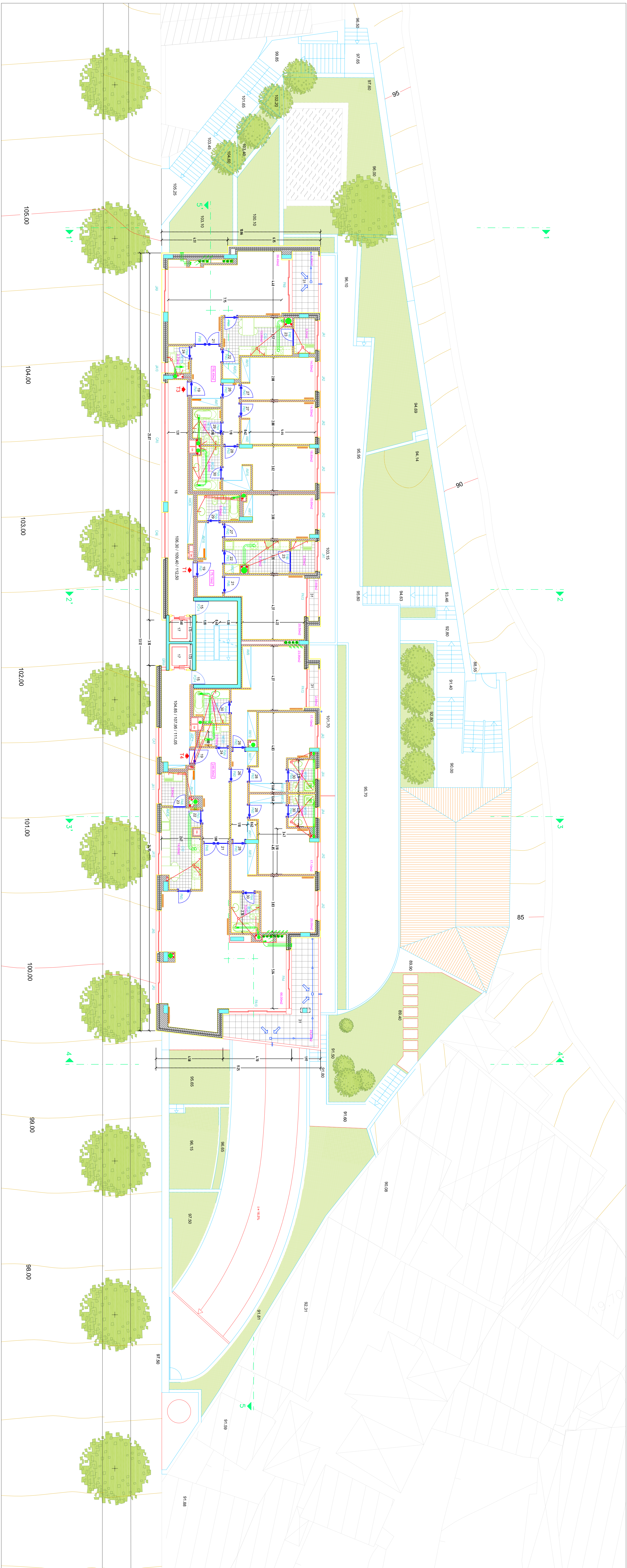
- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arunhos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saida para o exterior
- 9 - Alpendrado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso a R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Auto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de entrada
- 20 - Escadaria interior
- 21 - Sala Comum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arunhos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

PLANTA DO PISO 6





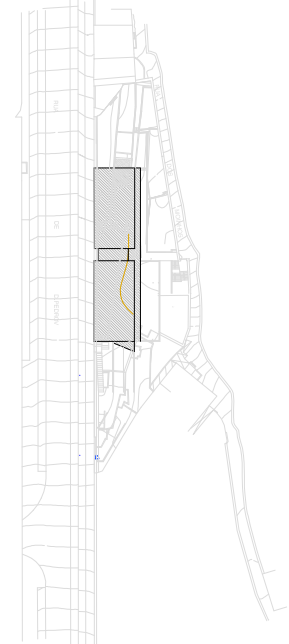
LEGENDA:

ÁREA COMUM

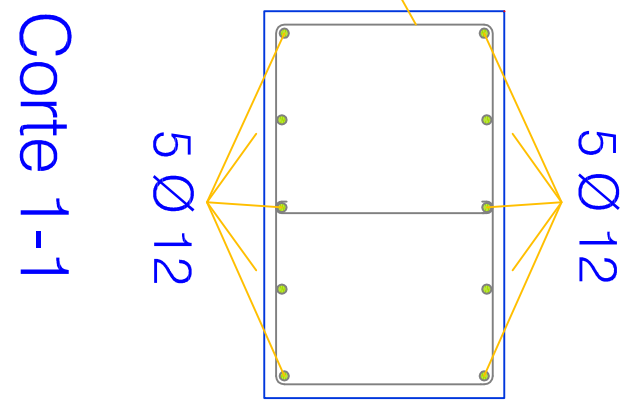
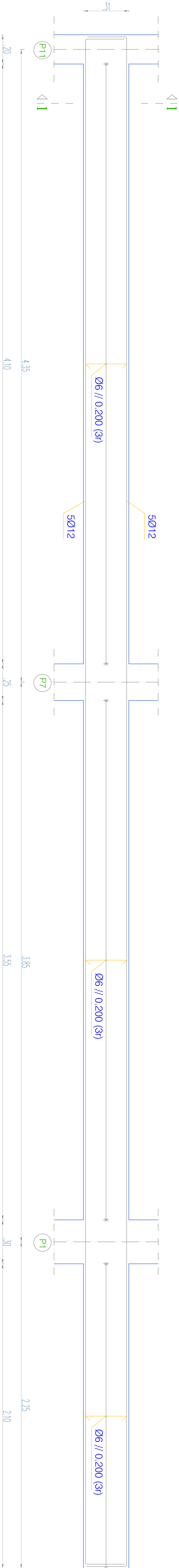
- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Moinhos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arunhos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alpendrado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso a R. dos Moinhos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Moinhos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Auto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de entrada
- 20 - Escada interior
- 21 - Sala Comum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arunhos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

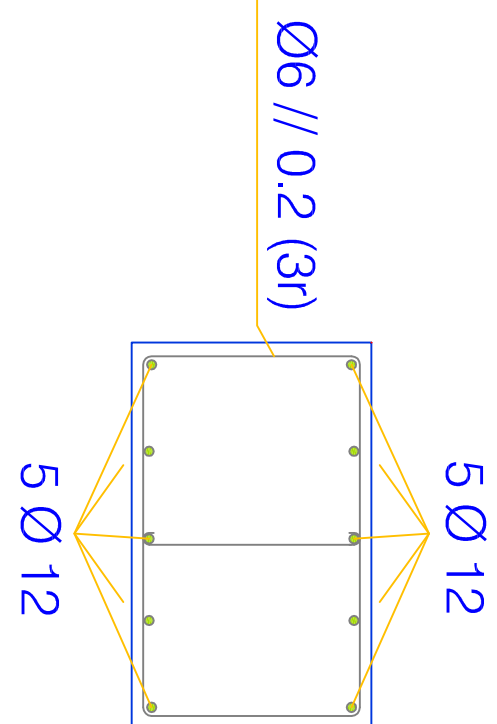
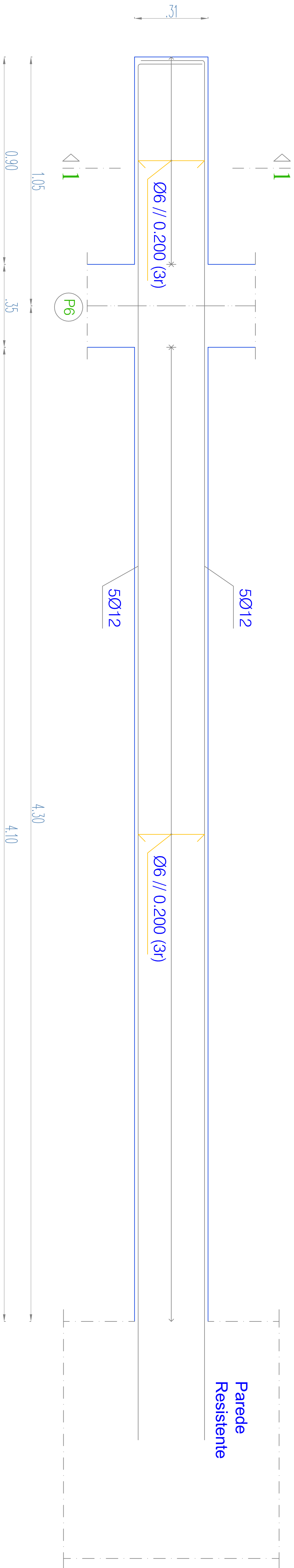


Corte CC



Corte 1-1

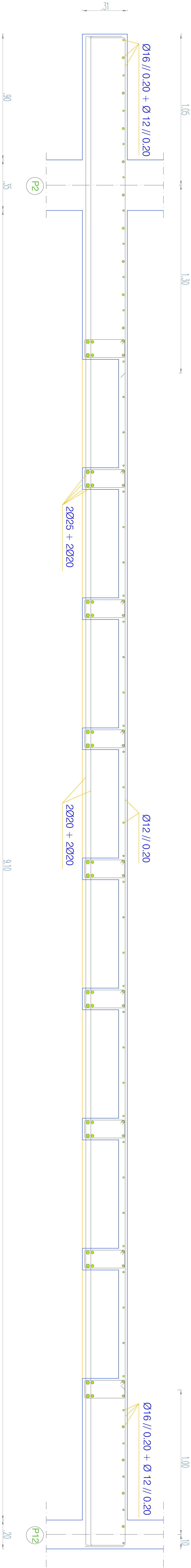
Corte EE



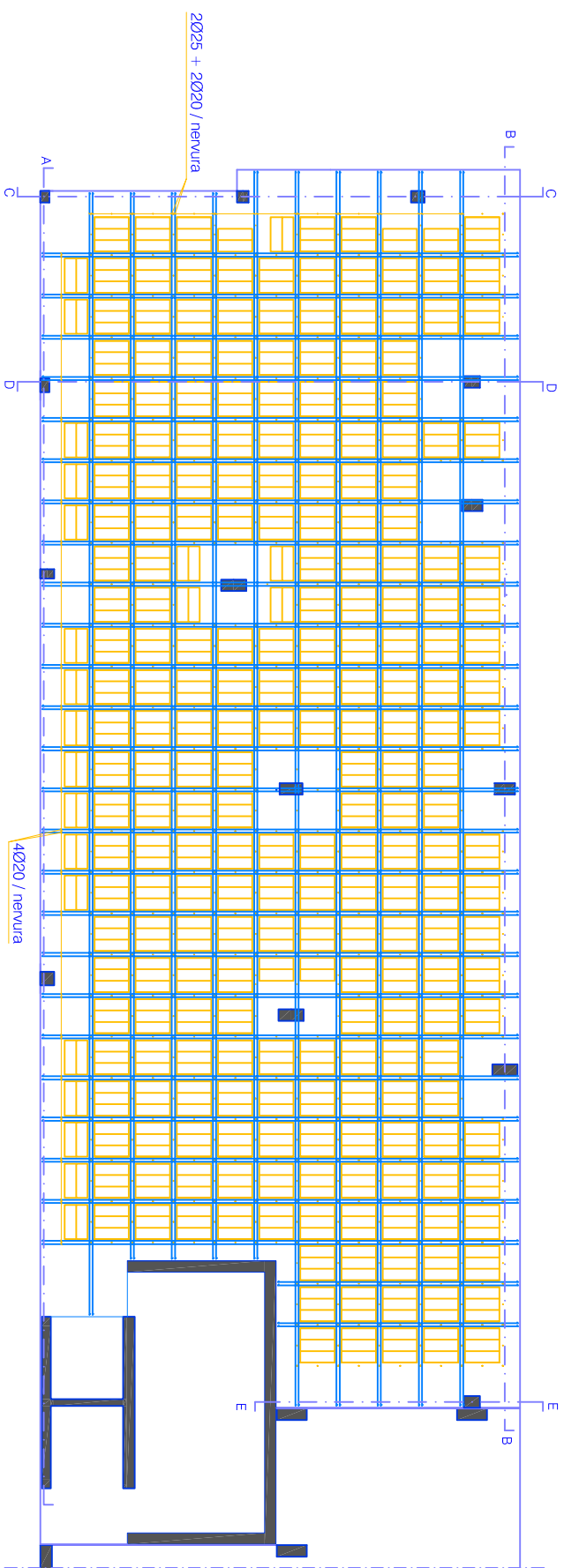
Corte 1-1

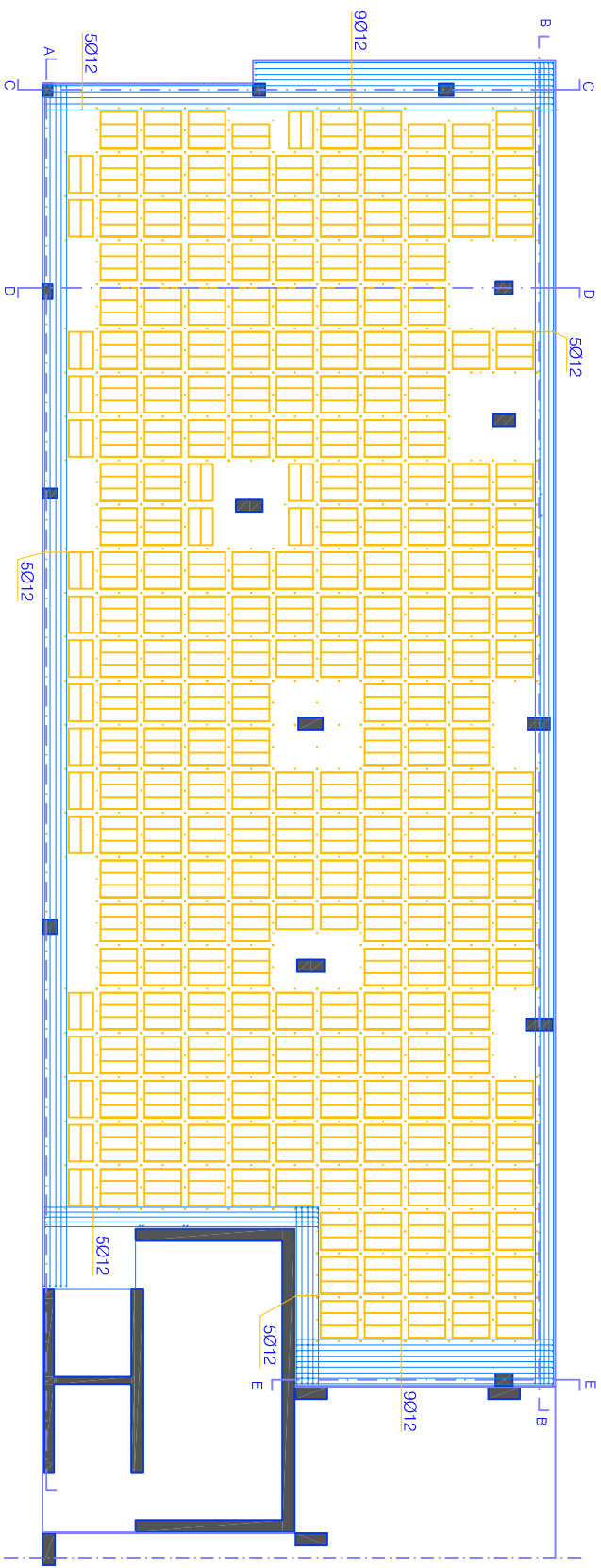
<div><div><div><div><div></div><div>Universidade do Porto</div></div><div><div><div></div><div>FEUP</div><div>Faculdade de Engenharia</div></div><div>Engenharia</div></div></div><div>FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO</div></div><div>MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS</div></div>		PROJETO DE BETÃO ARMADO		Cortes (CC e EE)		Bairro B30 (C25/30)	
Desenho nº- 8				Escala: 1:20		Ago/ 2009	
Elaborado por: Daniel Pereira de Figueiredo				Aluno nº 000501092		Data: Junho de 2009	

Corte DD



<div><div><div><div><div></div><div>Universidade do Porto</div></div><div><div><div></div><div>FEUP</div><div>Faculdade de Engenharia</div></div></div></div></div></div>		FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO		MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS	
Desenho nº- 9	Corte DD	Betão: B30 (C25/30)	Ag: A500
Elaborado por: Daniel Pereira de Figueiredo	Aluno nº 030501092	Data: Junho de 2009	





FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

PROJECTO DE BETÃO ARMADO

Desenho nº: 6

Elaborado por: Daniel Pereira de Figueiredo

Planta de armadura interior Banda

módulo

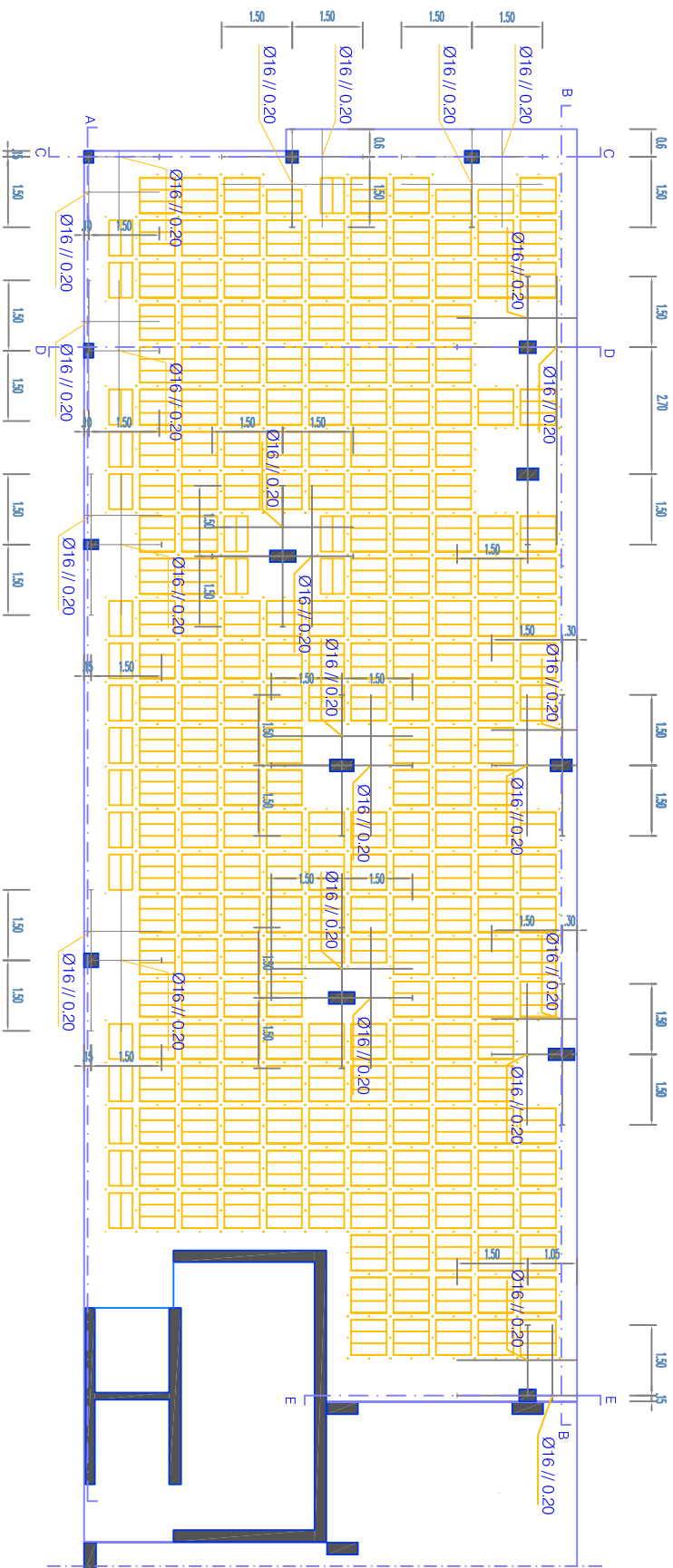
Escala: 1:100

Aluno nºº 000501092

Betão: B30 (C25/30)

Aço: A500

Data: Junho de 2009



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

PROJECTO DE BETÃO ARMADO

Desenho nº: 3

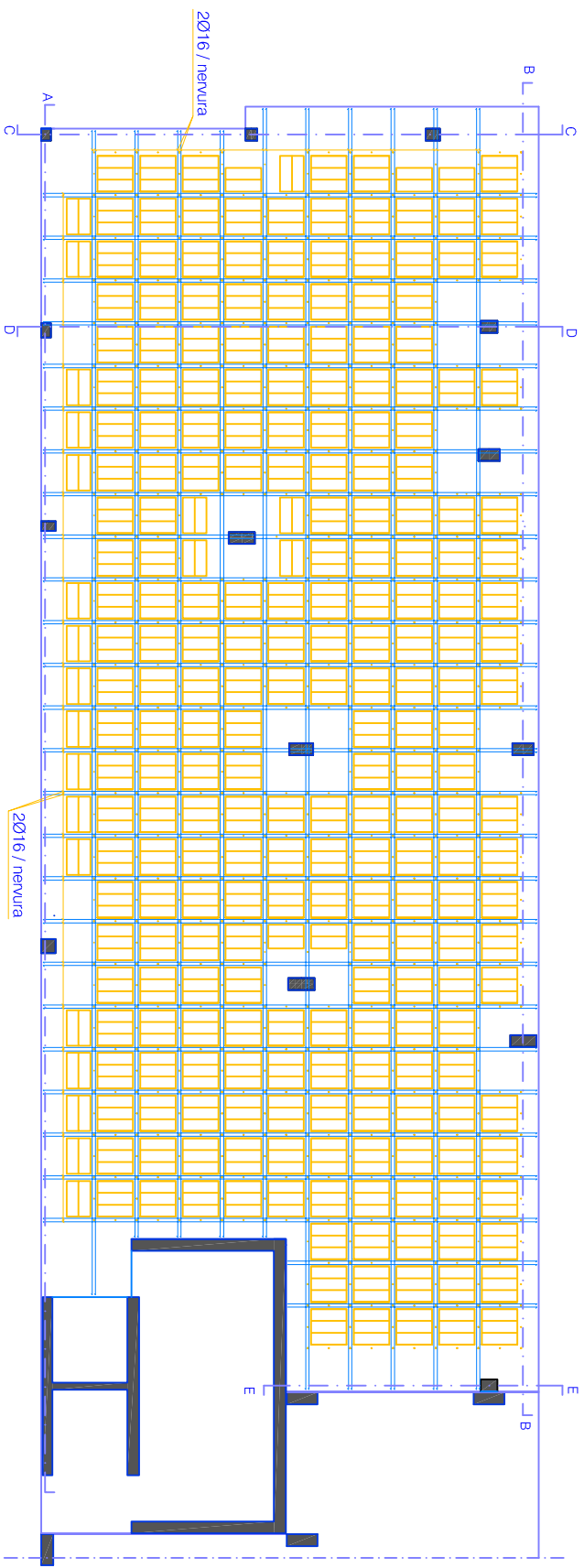
Escala: 1:100

Aço: A500

Elaborado por: Daniel Pereira de Figueiredo

Aluno nº: 000501092

Data: Junho de 2009



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

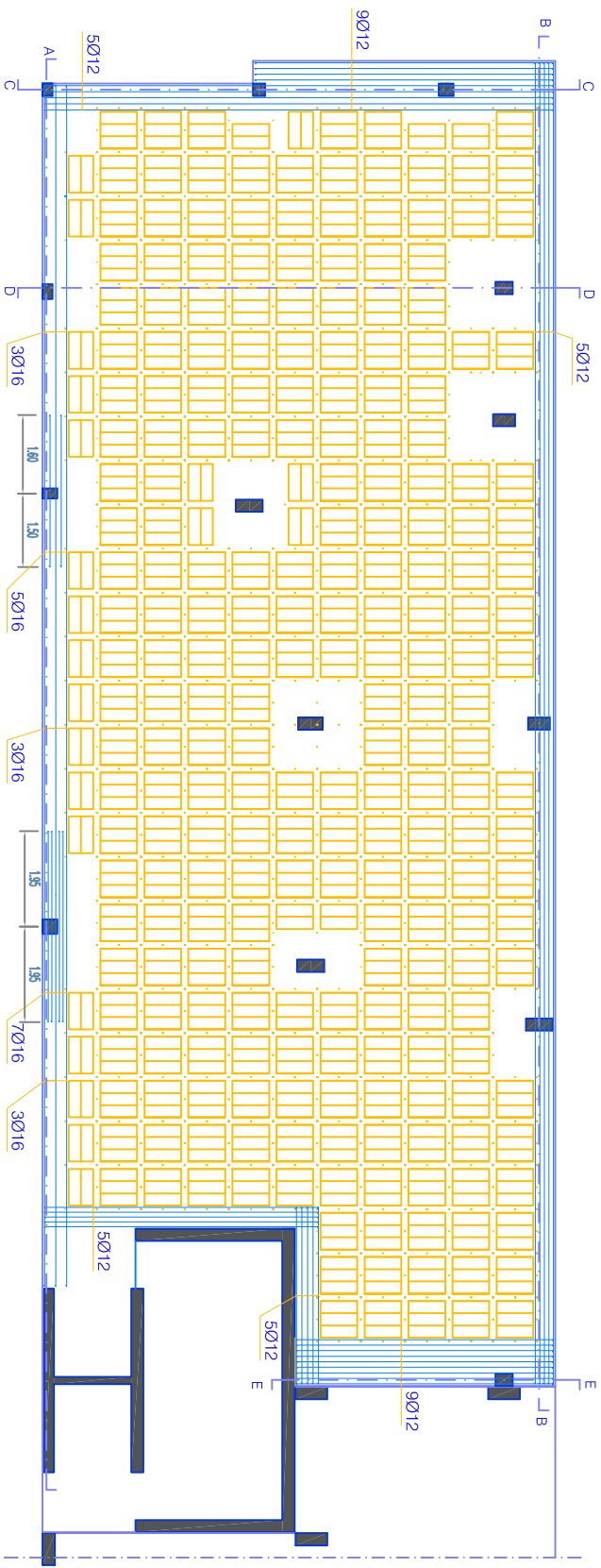
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

Desenho nº: 2

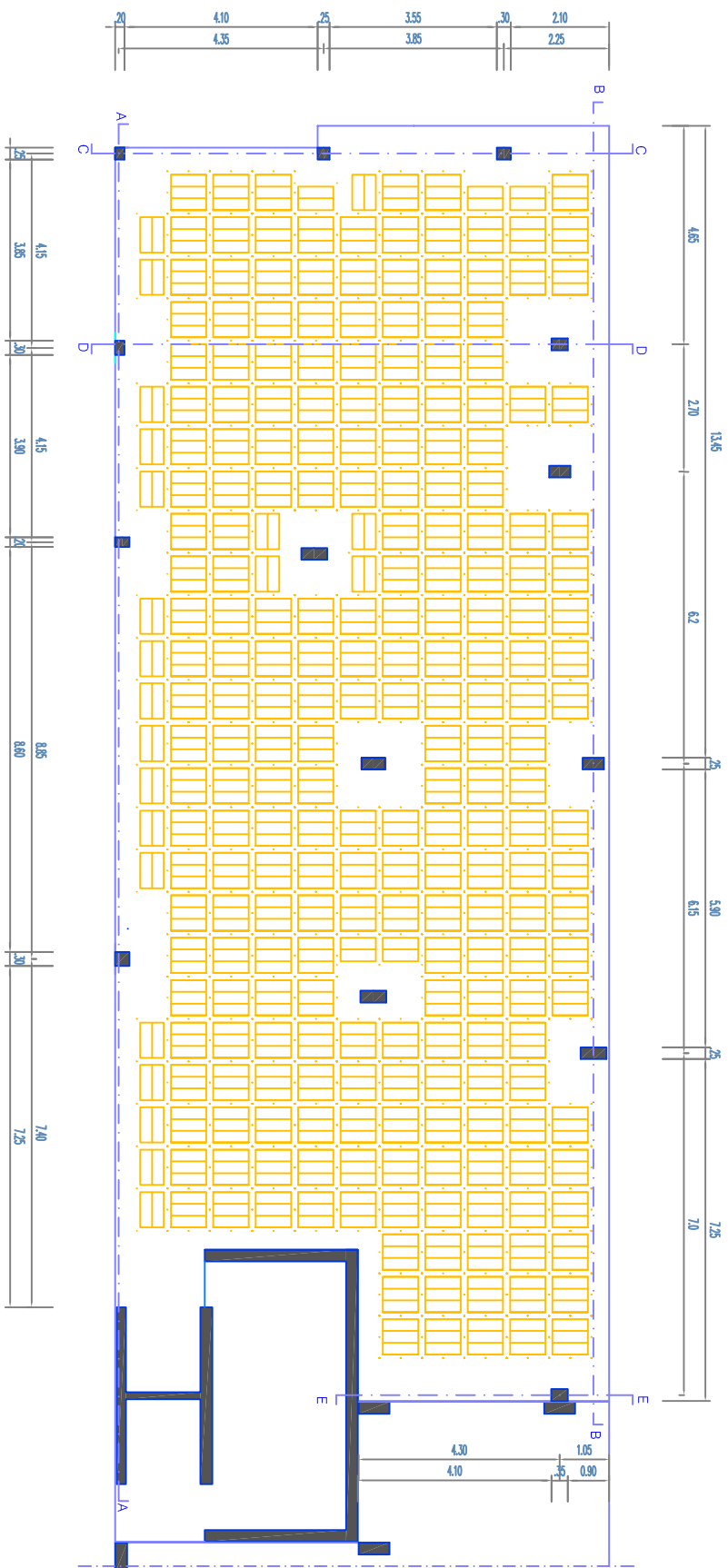
Planta de armadura superior (nervuras)
Escala: 1:100
Belo: 500 (25/20)
Aço: A500

Elaborado por: Daniel Pereira de Figueiredo

Autor nº: 000501092
Data: Junho de 2009



Universidade do Porto Faculdade de Engenharia FEUP				FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO			
PROJECTO DE BETÃO ARMADO				MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS			
Desenho nº: 4				Planta de armadura superior Banda			
Elaborado por: Daniel Pereira de Figueiredo				Escala: 1:100			
				Apo: A500			
				Data: Junho de 2009			



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

PROJECTO DE BETÃO ARMADO

Desenho nº: 1

Planta de piso tipo

Betão: B30 (C25/F30)

Escala: 1:100

Aço: A500

Elaborado por: Daniel Pereira de Figueiredo

Autor nº: 000501092

Data: Junho de 2009

ANEXO 2

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A.2.1. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DAS CAVES

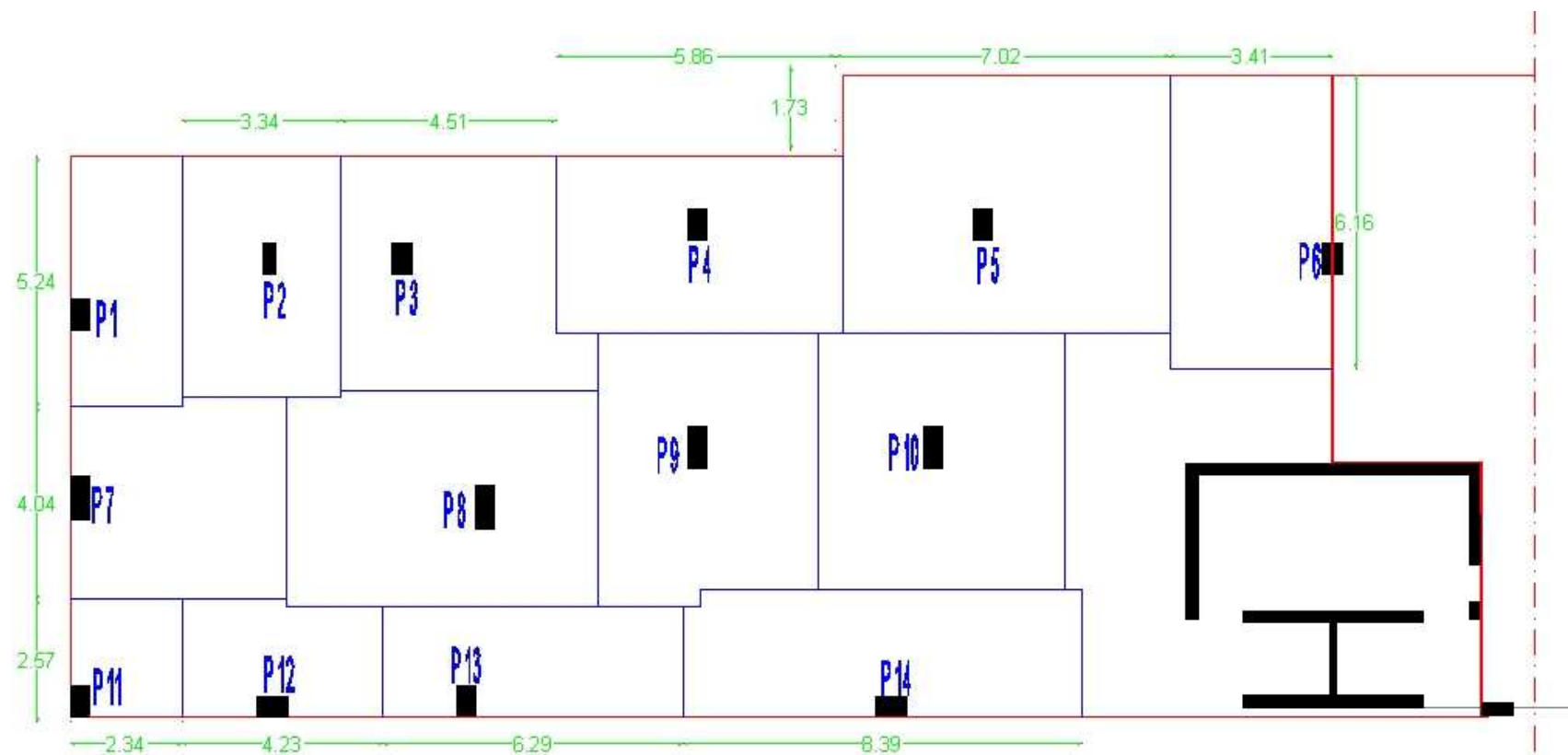
A.2.2. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DOS PISOS 4-6

A.2.3. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DOS PISOS 7 ATÉ COBERTURA

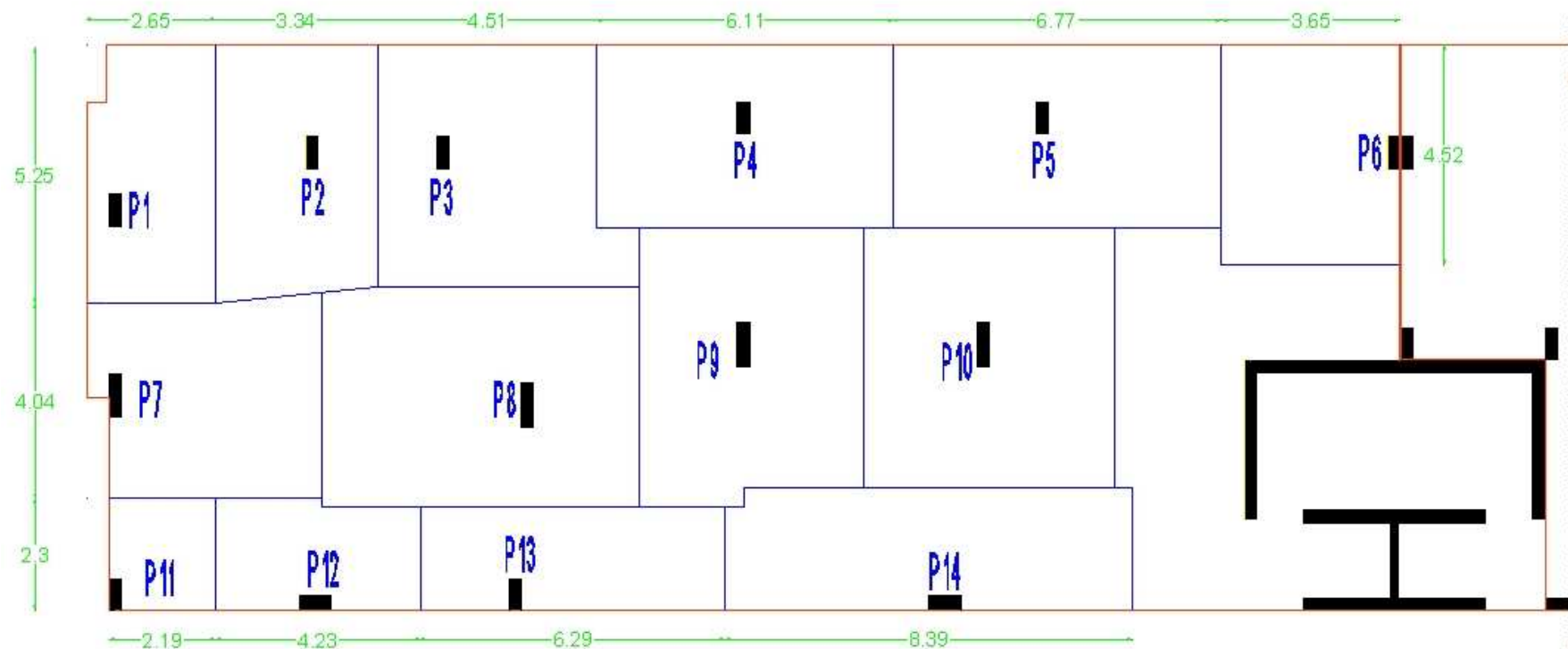
A.2.4. – TABELAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

A.2.5. – PLANTA COM DIMENSÕES REAIS DOS PILARES

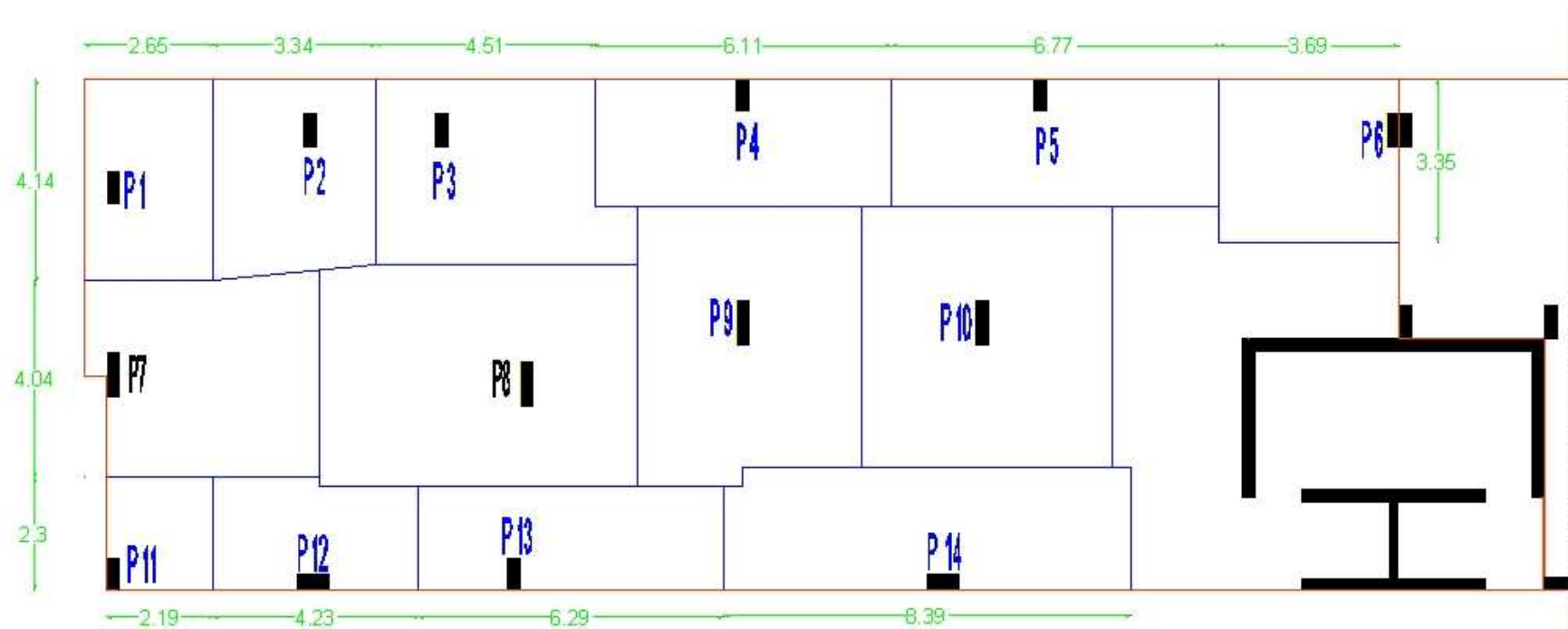
A.2.1. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DAS CAVES



A.2.2. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DOS PISOS 4-6



A.2.3. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DOS PISOS 7 ATÉ COBERTURA



A área de influência no caso da cobertura considerou-se igual aos pisos habitacionais e portanto só se apresenta a imagem dos pisos 6 a 9 e da cobertura.

A.2.4. – TABELAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Os espaços em branco das tabelas seguintes, representam a intersecção dos pilares com os muros de suporte.

Caves				Piso 4			
Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)	Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)
P1	-	-	-	P1	10,98	6,79	218,93
P2	16,79	3,34	264,26	P2	13,29	3,34	216,14
P3	22,23	4,51	350,76	P3	18,28	4,51	296,45
P4	22,24	6,01	365,92	P4	15,91	6,11	279,86
P5	37,15	8,58	596,61	P5	17,61	6,77	309,84
P6	20,62	3,28	316,33	P6	12,38	3,71	207,33
P7	-	-	-	P7	-	-	-
P8	29,49	0,00	405,49	P8	29,55	0	406,31
P9	25,7	0,00	353,38	P9	25,70	0	353,38
P10	27,7	0,00	380,88	P10	27,70	0	380,88
P11	-	-	-	P11	-	-	-
P12	-	-	-	P12	-	-	-
P13	-	-	-	P13	-	-	-
P14	-	-	-	P14	-	-	-

Piso 5				Piso 6			
Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)	Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)
P1	10,98	6,79	218,93	P1	10,98	6,79	218,93
P2	13,29	3,34	216,14	P2	13,29	3,34	216,14
P3	18,28	4,51	296,45	P3	18,28	4,51	296,45
P4	15,91	6,11	279,86	P4	15,91	6,11	279,86
P5	17,61	6,77	309,84	P5	17,61	6,77	309,84
P6	12,38	3,71	207,33	P6	12,38	3,71	207,33
P7	-	-	-	P7	18,56	4,63	301,50
P8	29,55	0	406,31	P8	29,55	0	406,31
P9	25,70	0	353,38	P9	25,70	0	353,38
P10	27,70	0	380,88	P10	27,70	0	380,88
P11	-	-	-	P11	4,74	4,36	108,78
P12	-	-	-	P12	9,39	4,23	171,41
P13	-	-	-	P13	13,44	6,29	247,70
P14	20,95	8,39	371,96	P14	20,95	8,39	371,96

Acesso Cobertura				Pisos 7-8-9			
Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)	Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)
P1	13,60	6,79	254,90	P1	13,60	6,79	254,90
P2	17,21	3,34	270,04	P2	17,21	3,34	270,04
P3	23,57	4,51	369,19	P3	23,57	4,51	369,19
P4	23,08	6,11	378,45	P4	23,08	6,11	378,45
P5	25,55	6,77	419,01	P5	25,55	6,77	419,01
P6	16,76	3,69	267,35	P6	16,76	3,69	267,35
P7	18,56	4,63	301,50	P7	18,56	4,63	301,50
P8	29,55	0	406,31	P8	29,55	0	406,31
P9	25,70	0	353,38	P9	25,70	0	353,38
P10	27,70	0	380,88	P10	27,70	0	380,88
P11	4,74	4,36	108,78	P11	4,74	4,36	108,78
P12	9,39	4,23	171,41	P12	9,39	4,23	171,41
P13	13,44	6,29	247,70	P13	13,44	6,29	247,70
P14	20,95	8,39	371,96	P14	20,95	8,39	371,96

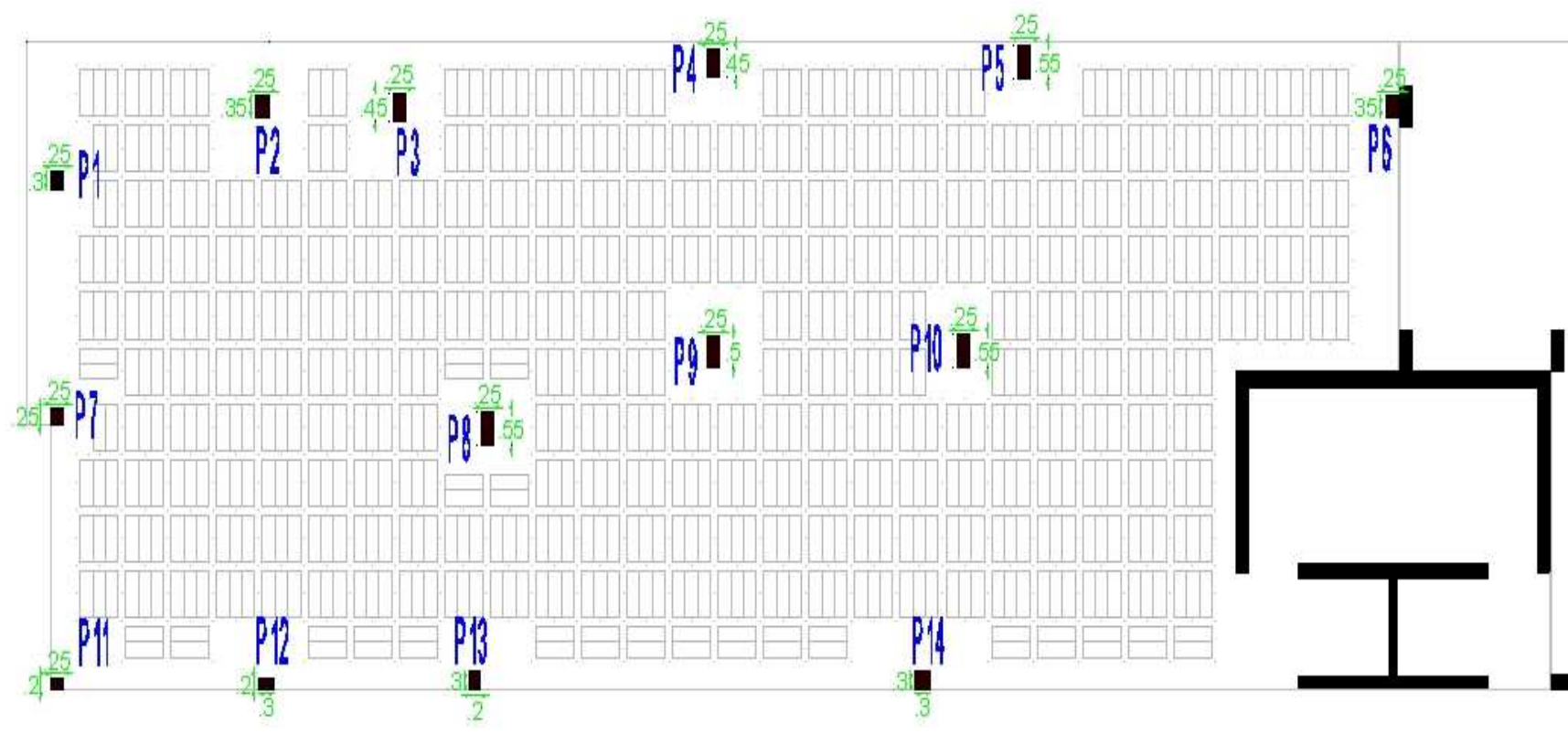
Cobertura			
Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)
P1	13,60	6,79	254,90
P2	17,21	3,34	270,04
P3	23,57	4,51	369,19
P4	23,08	6,11	378,45
P5	25,55	6,77	419,01
P6	16,76	3,69	267,35
P7	18,56	4,63	301,50
P8	29,55	0	406,31
P9	25,70	0	353,38
P10	27,70	0	380,88
P11	4,74	4,36	108,78
P12	9,39	4,23	171,41
P13	13,44	6,29	247,70
P14	20,95	8,39	371,96

A tabela que resume o pré-dimensionamento dos pilares é a seguinte:

Pilar	Nsd(total)(kN)	Ac,calc (m2)	B(m)	H(m)	Breal(m)	Hreal(m)	Ac (m2)
P1	1421,49	0,068	0,26	0,26	0,25	0,30	0,08
P2	1722,79	0,082	0,29	0,29	0,25	0,35	0,09
P3	2347,68	0,112	0,33	0,33	0,25	0,45	0,11
P4	2340,86	0,111	0,33	0,33	0,25	0,45	0,11
P5	2783,16	0,132	0,36	0,36	0,25	0,55	0,14
P6	1740,35	0,083	0,29	0,29	0,25	0,35	0,09
P7	1206,00	0,057	0,24	0,24	0,25	0,25	0,06
P8	2843,36	0,135	0,37	0,37	0,25	0,55	0,14
P9	2473,63	0,118	0,34	0,34	0,25	0,50	0,13
P10	2666,13	0,127	0,36	0,36	0,25	0,55	0,14
P11	435,10	0,021	0,14	0,14	0,25	0,20	0,05
P12	685,65	0,033	0,18	0,18	0,20	0,30	0,06
P13	990,80	0,047	0,22	0,22	0,20	0,25	0,05
P14	1859,81	0,089	0,30	0,30	0,30	0,30	0,09

As dimensões obtidas pelo cálculo, não são iguais às adoptadas por imposição arquitectónica.

A.2.5. – PLANTA COM DIMENSÕES REAIS DOS PILARES



ANEXO 3

DIMENSIONAMENTO

A.3.1. – BANDA MACIÇA 1

A.3.2. – BANDA MACIÇA 2

A.3.3. – BANDA MACIÇA 3

A.3.4. – BANDA MACIÇA 4

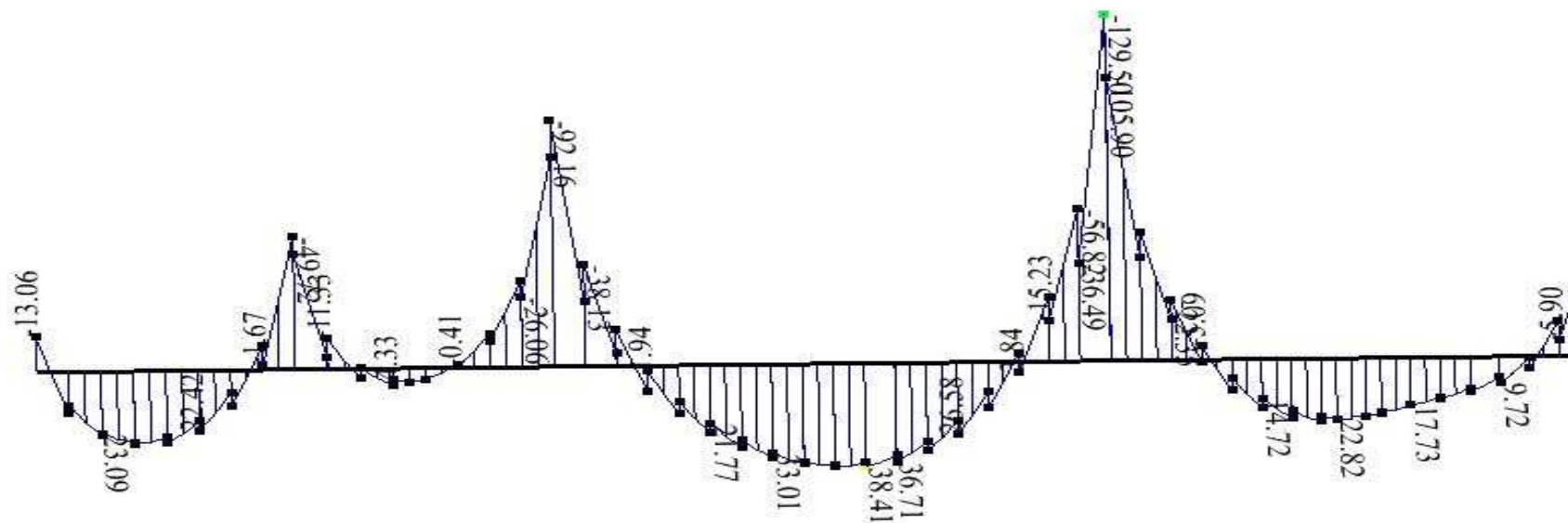
A.3.5. – PUNÇOAMENTO

A.3.6. – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA (ARMADURA SUPERIOR)

A.3.7. – CORTE E PLANTAS DE ARMADURA INFERIOR E SUPERIOR DA LAJE

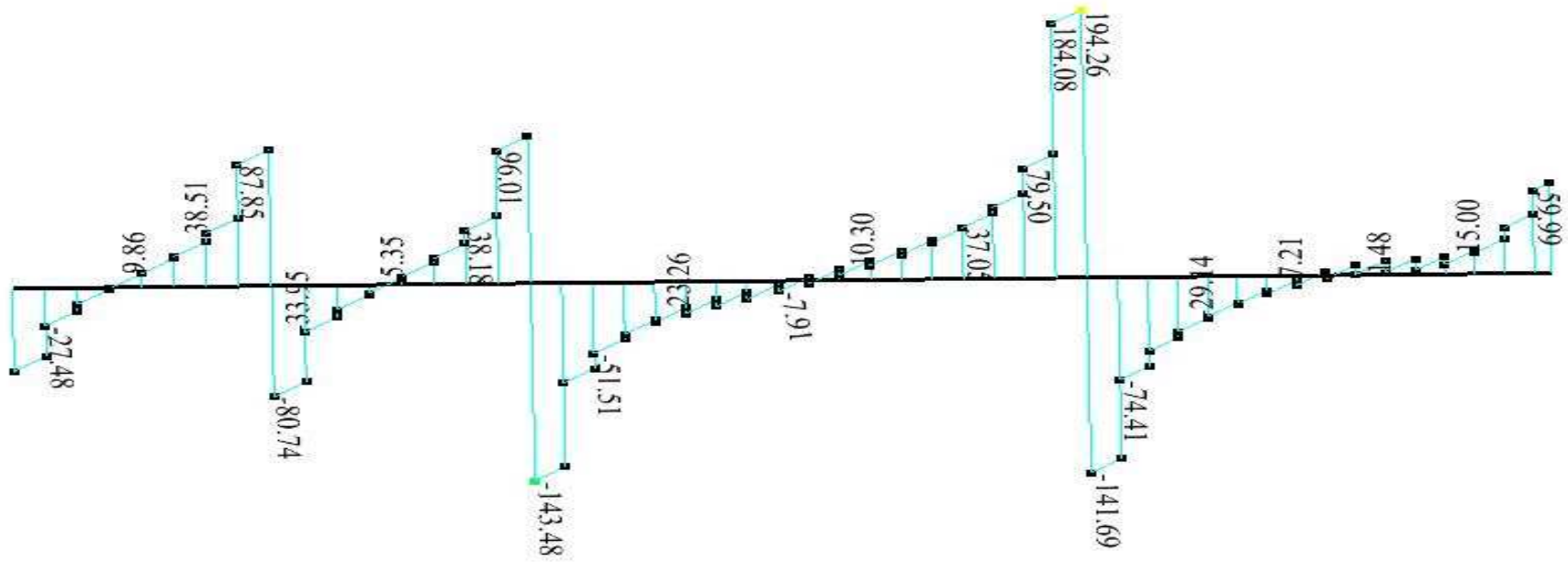
A.3.1. – BANDA MACIÇA 1

Diagrama de Momentos Flectores e respectivo quadro:



Banda maciça 1											
Tramo 1	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 2	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 3	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 4	X(m)	Msd(kN.m)
	0,00	-13,60		4,12	-49,72		8,25	-92,16		17,10	-129,50
	0,26	0,00		5,00	0,00		9,50	0,00		18,68	0,00
	1,59	27,12		5,99	5,20		13,16	38,41		20,78	22,95
	3,42	0,00		6,61	0,00		15,58	0,00		23,99	0,00
	4,12	-49,72		8,25	-92,16		17,10	-129,50		24,50	-23,10

Diagrama de esforço transverso e respectivo quadro:



Banda maciça 1											
Tramo 1	X(m)	Vsd(kN)	Tramo 2	X(m)	Vsd(kN)	Tramo 3	X(m)	Vsd(kN)	Tramo 4	X(m)	Vsd(kN)
	0,00	-60,12		4,12	-80,74		8,25	-143,48		17,10	-141,69
	1,56	0,00		5,95	0,00		12,54	0,00		20,74	0,00
	4,12	98,52		8,25	106,69		17,10	194,26		24,50	65,65

Quadro de Armadura longitudinal:

Banda maciça 1						
Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm ²)	Solução	As,efect (cm ²)	ρ (%)
Superior	-13,60	0,02	1,18	3 ϕ 16	6,03	0,45
	-49,72	0,08	4,58	3 ϕ 16	6,03	0,45
	-92,16	0,15	9,04	5 ϕ 16	10,05	0,74
	-129,50	0,21	13,38	7 ϕ 16	14,07	1,04
	-23,10	0,04	2,04	3 ϕ 16	6,03	0,45
Inferior	27,12	0,04	2,41	5 ϕ 12	5,65	0,42
	5,20	0,01	0,45	5 ϕ 12	5,65	0,42
	38,41	0,06	3,48	5 ϕ 12	5,65	0,42
	22,95	0,04	2,03	5 ϕ 12	5,65	0,42

Quadro de Armadura transversal:

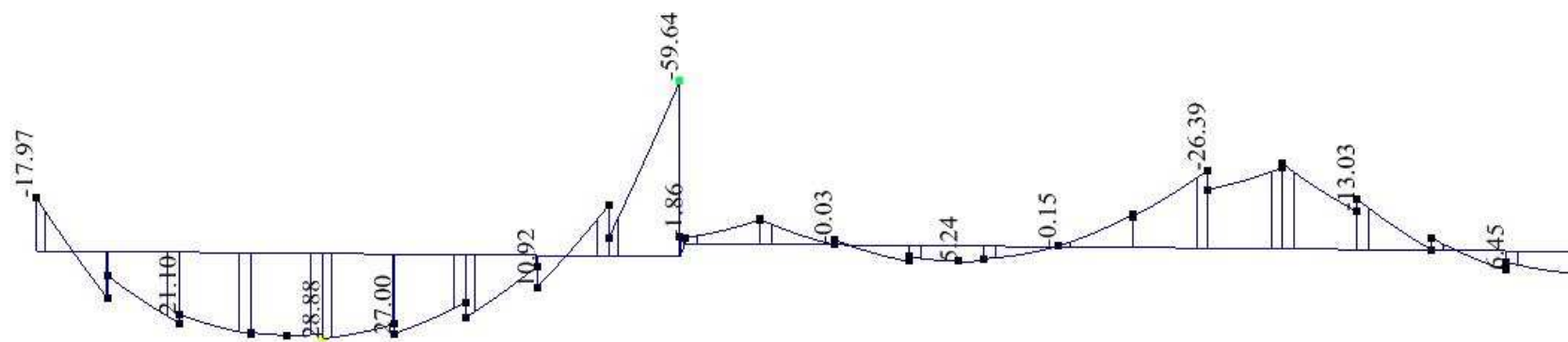
Tramo	Apoio	Vsd (kN)	Vwd (kN)	(Asw/s),calc (cm ² /m)	L1 ou L2	X1 ou X2	Solução	(Asw/s),eff (cm ² /m)
1	Esquerdo	-60,12	-41,13	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	98,52	-2,73	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
2	Esquerdo	-80,74	-20,51	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	106,69	5,44	0,51	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
3	Esquerdo	-143,48	42,23	4,00	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	194,26	93,01	8,80	4,56	0,98	ϕ 6//.125(4r)	6,78
4	Esquerdo	-141,69	40,44	3,83	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	65,65	-35,60	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24

Quadro de dispensa de armadura longitudinal:

Banda maciça 1										
Coordenada	Lado	Momento	L1	As,calc	As,eff	Mrd(As,corrida)	X2	lb,net	al	Xdispensa
X (m)		kN.m	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kN.m)	(m)	(m)	(m)	(m)
8,25	Esquerdo	-92,16	1,64	9,04	10,05	64,04	0,50	0,83	0,27	6,65
	Direito		1,25	9,04	10,05	64,04	0,38	0,83	0,27	9,73
17,1	Esquerdo	-129,5	1,52	13,38	14,07	64,04	0,77	0,87	0,27	15,19
	Direito		1,58	13,38	14,07	64,04	0,80	0,87	0,27	19,04

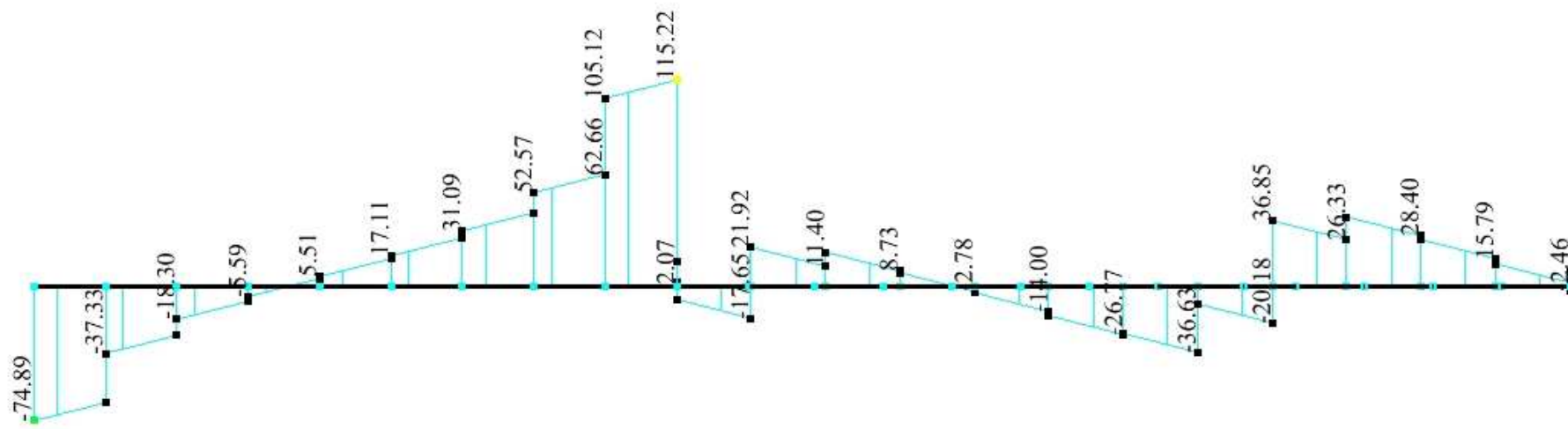
A.3.2. – BANDA MACIÇA 2

Diagrama de Momentos Flectores e respectivo quadro:



Banda maciça 2								
Tramo 1	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 2	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 3	X(m)	Msd(kN.m)
	0,00	-17,91		4,39	-59,64		9,04	-27,51
	0,25	0,00		6,00	0,00		10,23	0,00
	1,96	28,88		6,50	5,38		11,00	7,50
	3,60	0,00		7,51	0,00			
	4,39	-59,64		9,04	-27,51			

Diagrama de esforço transverso e respectivo quadro:



Banda maciça 1								
Tramo 1	X(m)	Vsd(kN)	Tramo 2	X(m)	Vsd(kN)	Tramo 3	X(m)	Vsd(kN)
	0,00	-74,89		4,39	14,29		9,04	36,85
	1,70	0,00		6,90	0,00		11,00	2,17
	4,39	115,22		9,04	-36,63			

Quadro de Armadura longitudinal:

Banda maciça 2						
Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm ²)	Solução	As,effect (cm ²)	ρ (%)
Superior	-17,91	0,03	1,57	5 ϕ 12	5,65	0,42
	-59,64	0,10	5,58	5 ϕ 12	5,65	0,42
	-27,51	0,05	2,45	5 ϕ 12	5,65	0,42
Inferior	28,88	0,05	2,58	5 ϕ 12	5,65	0,42
	5,38	0,01	0,46	5 ϕ 12	5,65	0,42
	7,50	0,01	0,65	5 ϕ 12	5,65	0,42

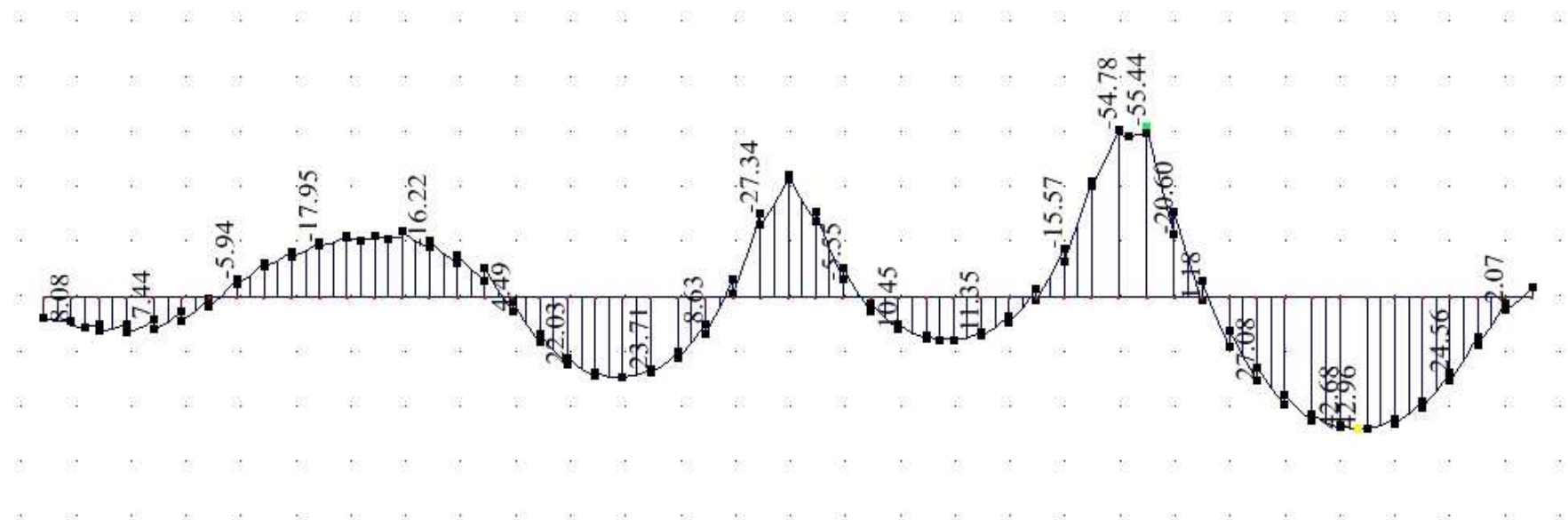
Quadro de Armadura transversal:

Tramo	Apoio	Vsd (kN)	Vwd (kN)	(Asw/s),calc (cm2/m)	L1 ou L2	X1 ou X2	Solução	(Asw/s),eff (cm2/m)
1	Esquerdo	-74,89	-26,36	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	115,22	13,97	1,32				
2	Esquerdo	14,29	-86,96	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	-36,63	-64,62	-				
3	Esquerdo	36,85	-64,40	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	2,17	-99,08	-				

Não foi dispensada armadura longitudinal nesta banda maciça.

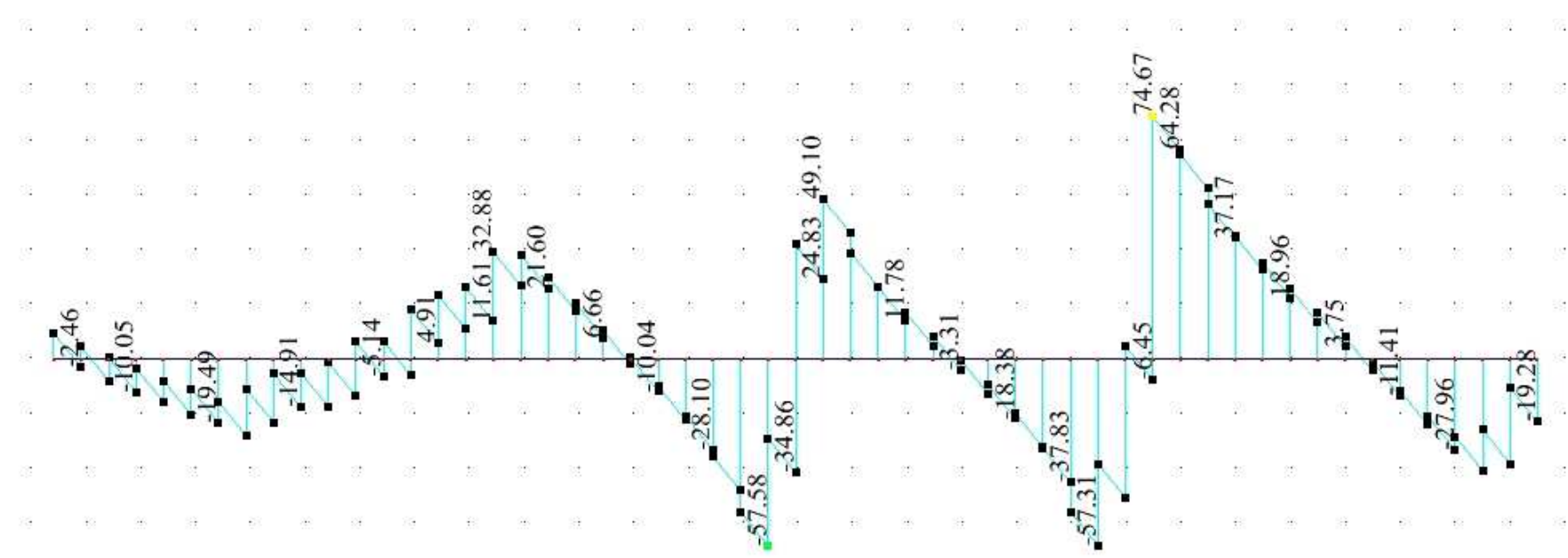
A.3.3. – BANDA MACIÇA 3

Diagrama de Momentos Flectores e respectivo quadro:



Banda maciça 3											
Tramo 1	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 2	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 3	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 4	X(m)	Msd(kN.m)
	0	6,71		6,53	-21,28		13,54	-38,29		20,06	-55,44
	1,5	11,45		8,3	0		14,87	0		21,17	0
	3,24	0		10,46	26,37		16,55	14,07		23,9	42,96
	6,53	-21,28		12,41	0		17,93	0		26,9	0
				13,54	-38,29		20,06	-55,44		27	-2,96

Diagrama de esforço transverso e respectivo quadro:



Banda maciça 3											
Tramo 1	X(m)	Vsd(kN)	Tramo 2	X(m)	Vsd(kN)	Tramo 3	X(m)	Vsd(kN)	Tramo 4	X(m)	Vsd(kN)
	0,00	7,29		6,53	5,42		13,54	49,10		20,06	74,67
	0,39	0,00		8,52	32,88		14,04	34,85		23,89	0,00
	3,50	-23,50		10,45	0,00		16,37	0,00		27,00	-34,28
	6,53	0,00		13,54	-57,58		19,76	-57,31			
				13,54	0,00		20,06	0,00			

Quadro de Armadura longitudinal:

Banda maciça 3						
Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm ²)	Solução	As,effect (cm ²)	ρ (%)
Superior	-21,28	0,035	1,88	5 ϕ 12	5,65	0,42
	-38,29	0,063	3,47	5 ϕ 12	5,65	0,42
	-55,44	0,091	5,15	5 ϕ 12	5,65	0,42
	-2,96	0,005	0,25	5 ϕ 12	5,65	0,42
Inferior	6,71	0,011	0,58	5 ϕ 12	5,65	0,42
	11,45	0,019	0,99	5 ϕ 12	5,65	0,42
	26,37	0,043	2,34	5 ϕ 12	5,65	0,42
	14,07	0,023	1,23	5 ϕ 12	5,65	0,42
	42,96	0,071	3,92	5 ϕ 12	5,65	0,42

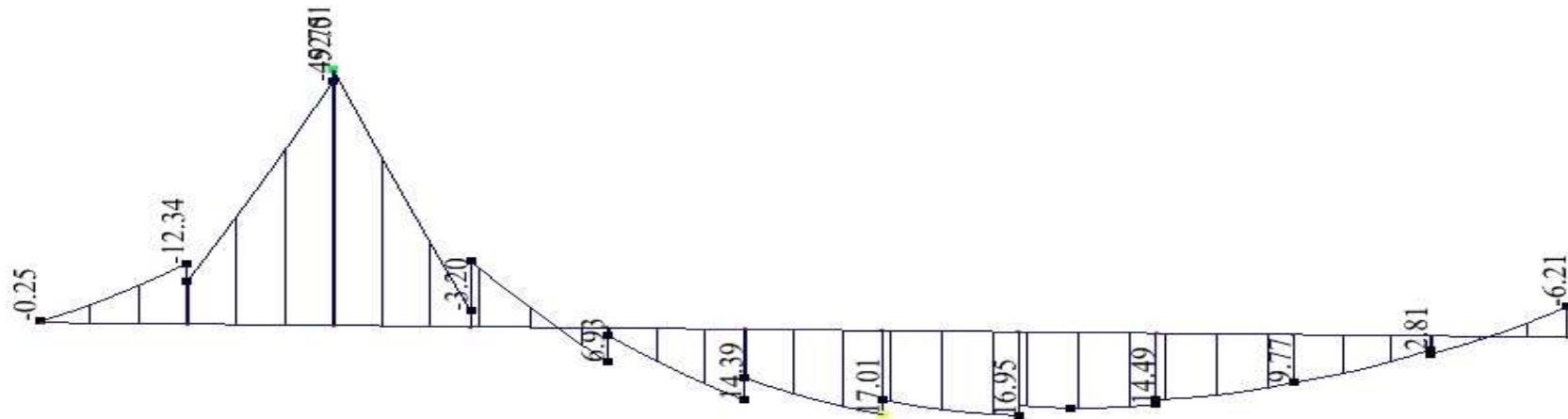
Quadro de Armadura transversal:

Tramo	Apoio	Vsd (kN)	Vwd (kN)	(Asw/s),calc (cm ² /m)	L1 ou L2	X1 ou X2	Solução	(Asw/s),eff (cm ² /m)
1	Esquerdo	7,29	-93,96	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	-23,50	-77,75	-				
2	Esquerdo	32,88	-68,37	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	-57,58	-43,67	-				
3	Esquerdo	49,10	-52,15	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	-57,31	-43,94	-				
4	Esquerdo	74,67	-26,58	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	-34,28	-66,97	-				

Não foi dispensada armadura longitudinal nesta banda maciça.

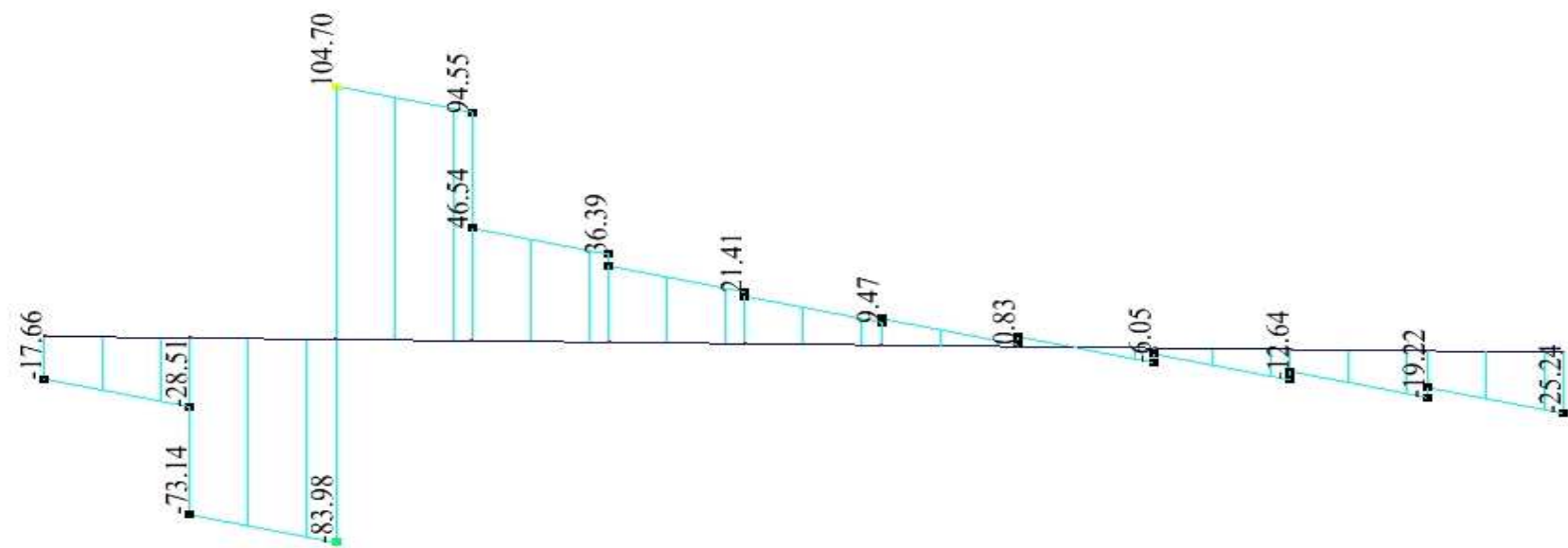
A.3.4. – BANDA MACIÇA 4

Diagrama de Momentos Flectores e respectivo quadro:



Banda maciça 4					
Tramo 1	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 2	X(m)	Msd(kN.m)
	0,00	-0,25		1,85	0,00
	1,04	-52,01		3,00	17,01
	1,85	0,00		5,18	0,00
				5,50	-6,21

Diagrama de esforço transverso e respectivo quadro:



Banda maciça 4					
Tramo 1	X(m)	Vsd(kN)	Tramo 2	X(m)	Vsd(kN)
	0,00	-17,66		1,04	104,70
	1,04	-83,98		3,66	0,00
	1,04	0,00		5,50	-25,24

Quadro de Armadura longitudinal:

Banda maciça 4						
Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm2)	Solução	As,effect (cm2)	ρ (%)
Superior	-0,25	0,00	0,02	5 ϕ 12	5,65	0,42
	-52,01	0,09	4,81	5 ϕ 12	5,65	0,42
	-6,21	0,01	0,53	5 ϕ 12	5,65	0,42
Inferior	17,01	0,03	1,49	5 ϕ 12	5,65	0,42

Quadro de Armadura transversal:

Tramo	Apoio	Vsd (kN)	Vwd (kN)	(Asw/s),calc (cm2/m)	L1 ou L2	X1 ou X2	Solução	(Asw/s),eff (cm2/m)
1	Esquerdo	-17,66	-83,59	-	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	-83,98	-17,27	-				
2	Esquerdo	104,70	3,45	0,33	-	-	ϕ 6//.200(3r)	4,24
	Direito	-25,24	-76,01	-				

Não foi dispensada armadura longitudinal nesta banda maciça.

A.3.5. – PUNÇOAMENTO

A tabela que resume a verificação ao punçoamento e as respectivas armadura é a seguinte:

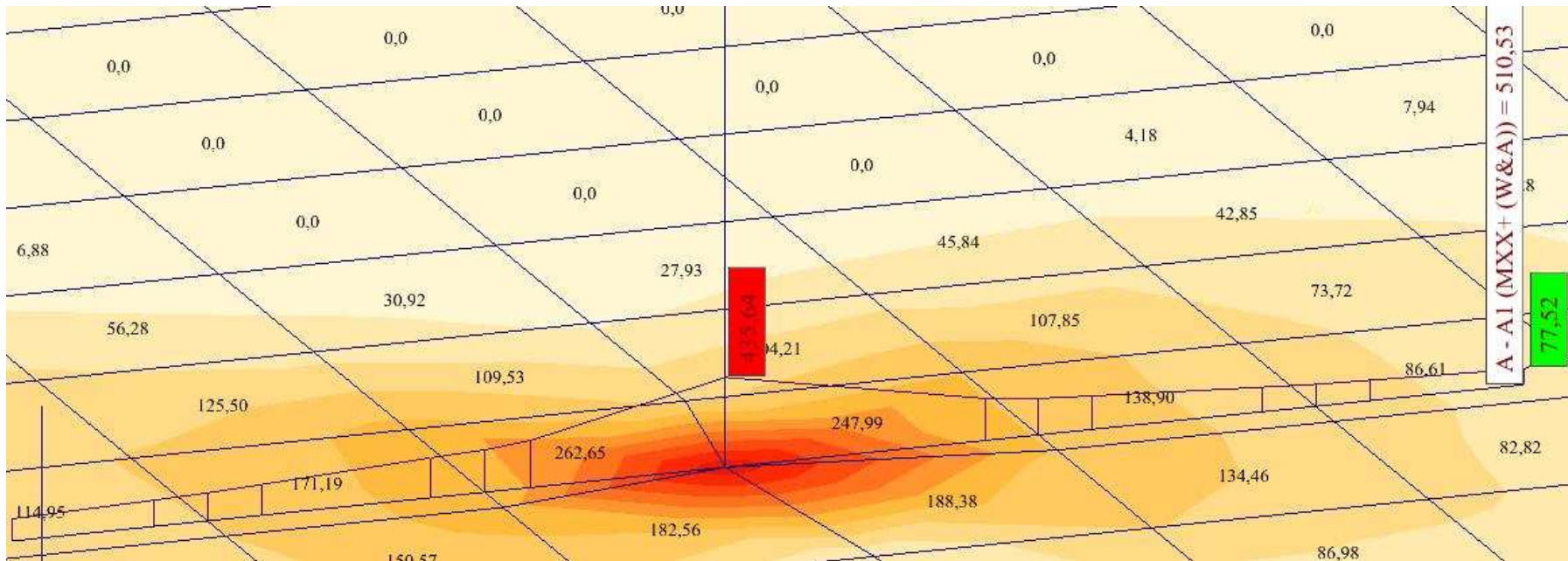
Pilar	b (m)	h (m)	d (m)	u0(m)	u1(m)	τ_1 (kPa)	Vrd(u0)(kN)	Vsd (kN)	1,6 x Vrd	Asw (cm2)
1	0,25	0,3	0,27	1,95	4,49	750	524,71	493,22	839,53	-
2	0,25	0,35	0,27	2,05	4,59	750	551,64	488,51	882,62	-
3	0,25	0,45	0,27	2,25	4,79	750	605,50	601,15	968,81	-
4	0,25	0,45	0,27	2,25	4,79	750	605,50	498,43	968,81	-
5	0,25	0,55	0,27	2,45	4,99	750	659,37	662,95	1054,99	14,21
6	0,25	0,35	0,27	2,05	4,59	750	551,64	418,7	882,62	-
7	0,25	0,25	0,27	1,85	4,39	750	497,77	481,37	796,44	-
8	0,25	0,5	0,27	2,35	4,89	750	632,44	1002,19	1011,90	21,48
9	0,25	0,5	0,27	2,35	4,89	750	632,44	788,72	1011,90	16,90
10	0,25	0,5	0,27	2,35	4,89	750	632,44	970,87	1011,90	20,80
11	0,25	0,2	0,27	1,75	4,29	750	470,84	195,12	753,35	-
12	0,2	0,3	0,27	1,85	4,39	750	497,77	362,33	796,44	-
13	0,2	0,25	0,27	1,75	4,29	750	470,84	476,55	753,35	10,21
14	0,3	0,3	0,27	2,05	4,59	750	551,64	667,48	882,62	14,30

A.3.6. – LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA (ARMADURA SUPERIOR)

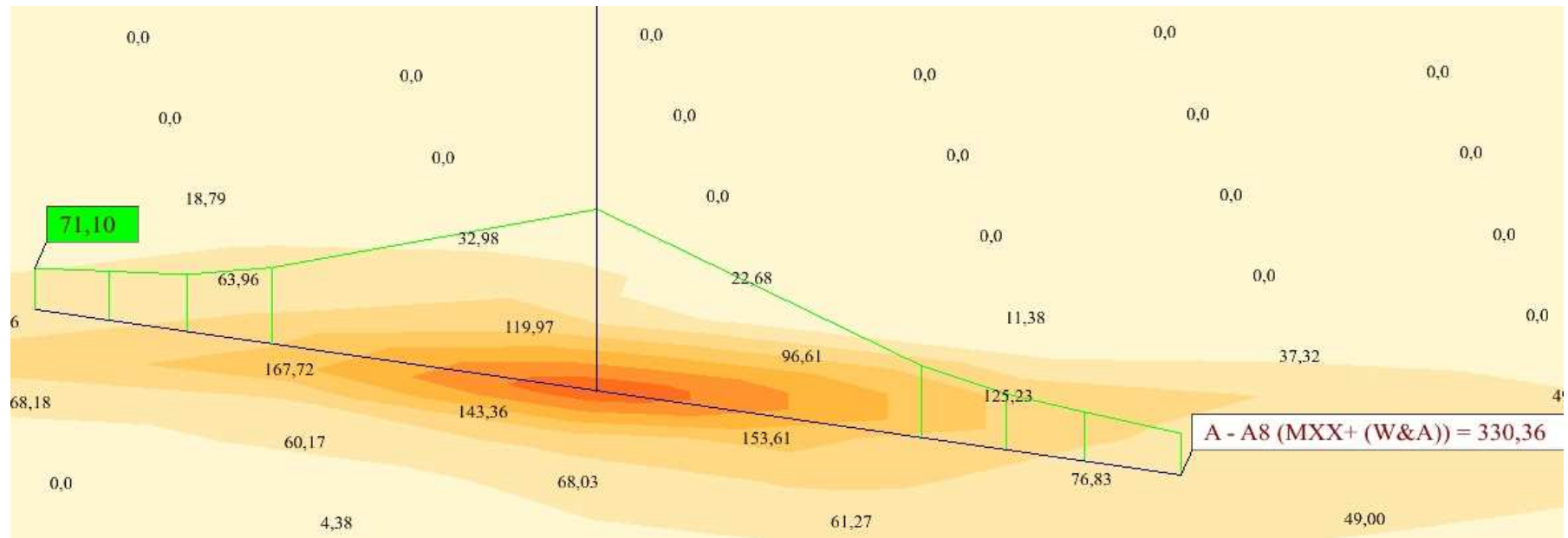
Nesta parte apresentam-se exemplos de cortes sobre os pilares mais gravosos, utilizados para determinar os momentos de cálculo para o dimensionamento da armadura superior da laje, nas duas direcções e de seguida será apresentada a tabela resumo dos pilares analisados.

Cortes sobre os pilares:

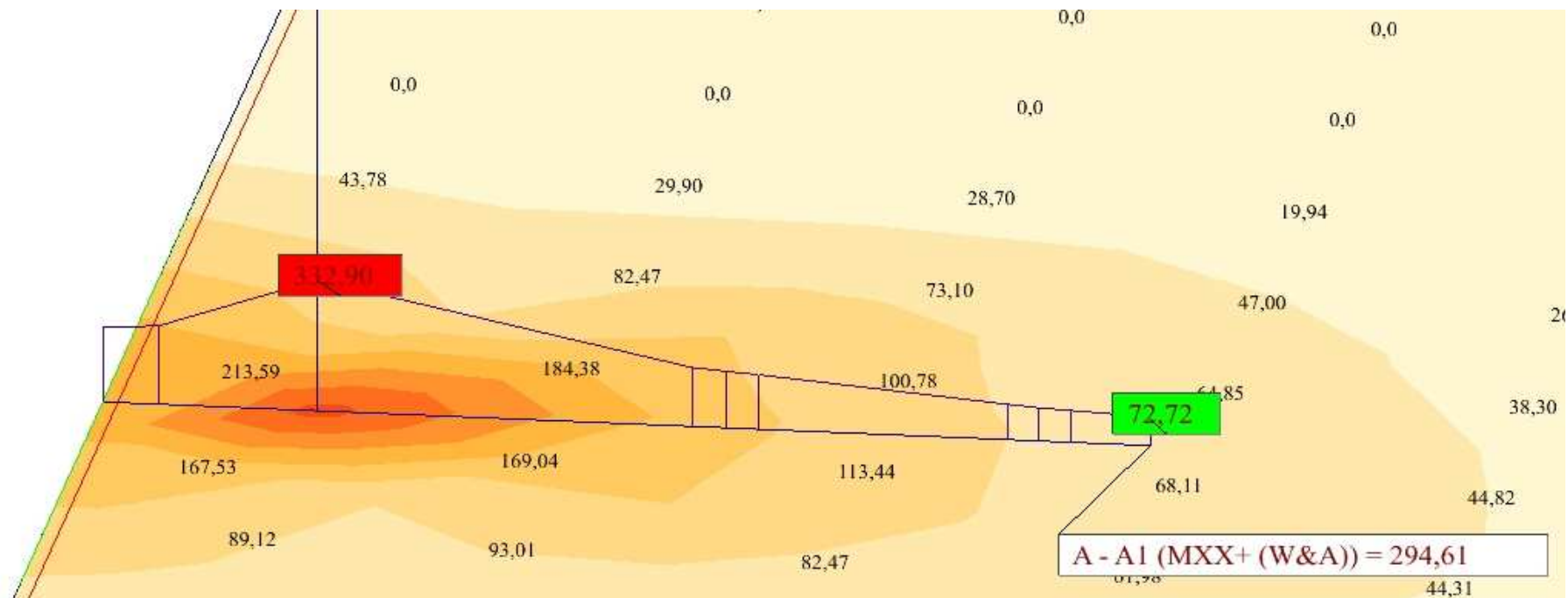
Pilar 8 (direcção x):



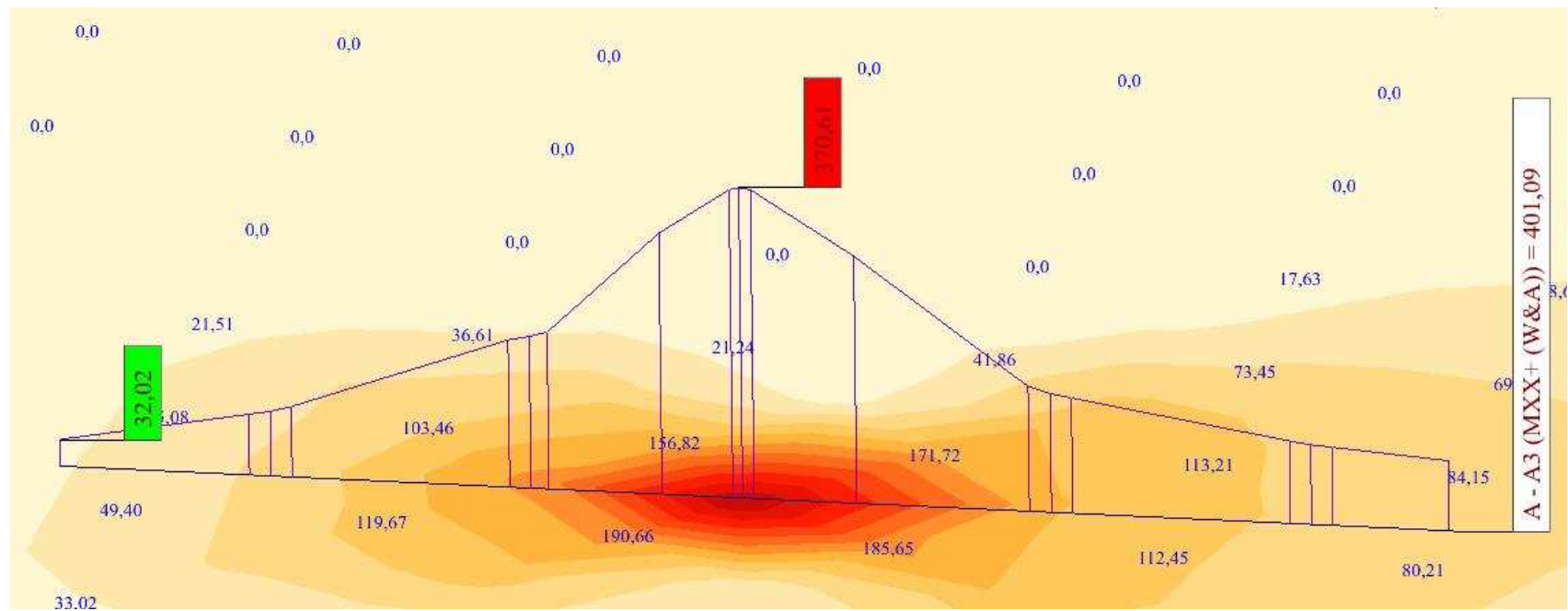
Pilar 10 (direcção x):



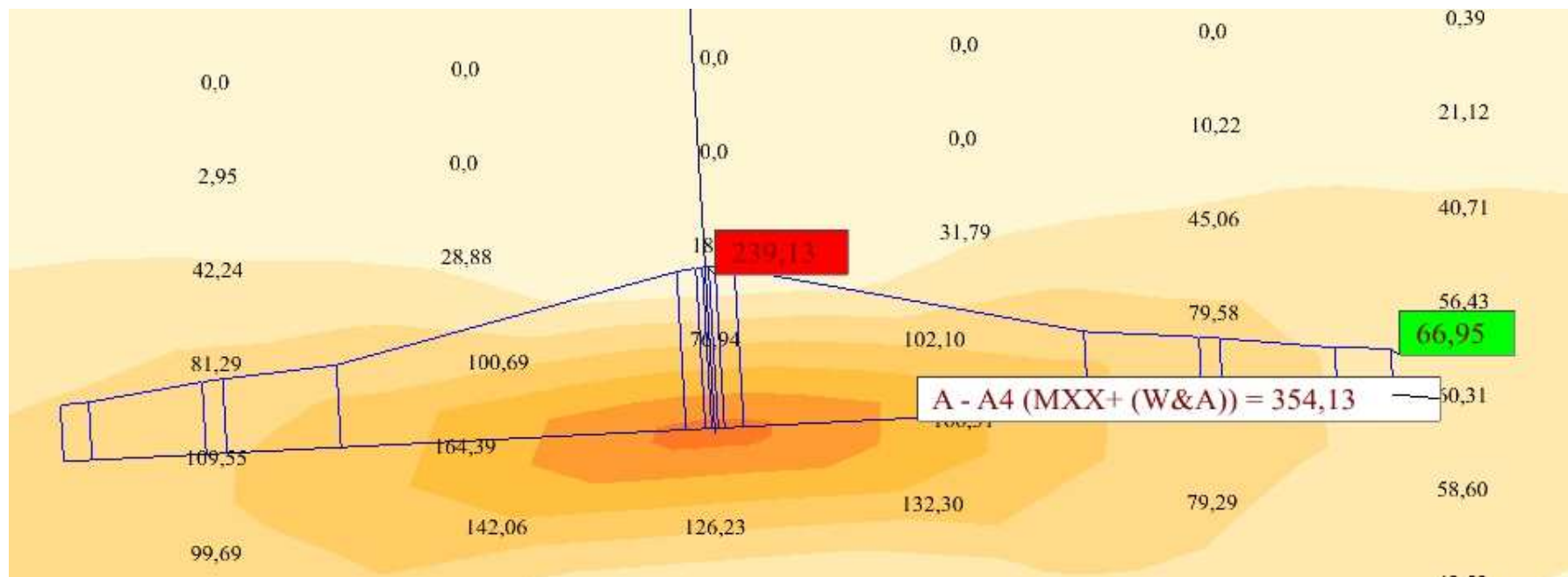
Pilar 14 (direcção x):



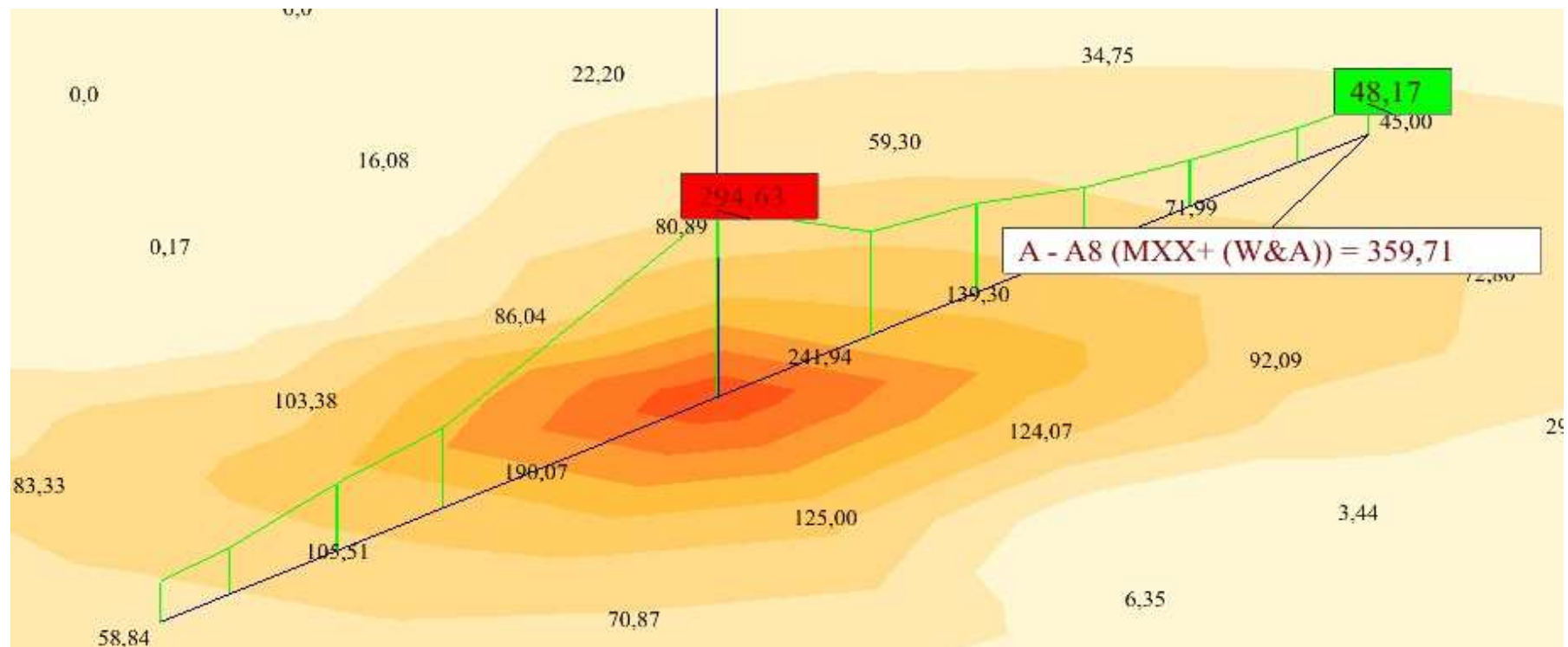
Pilar 8 (direcção y):



Pilar 9 (direcção y):



Pilar 10 (direcção y):



O quadro síntese dos cortes nas situações mais gravosas é a seguinte:

Direcção	Pilar	Lcut (m)	$\int M$ (kN.m)	Msd (kN.m/m)	μ	As (cm ² /0,9m)	As,exist (cm ² /0,9m)	As,nec (cm ² /0,9m)	Solução	As,ef (cm ² /m)
x	8	2,60	510,53	196,36	0,162	17,49	9,09	8,40	φ16//.20	18,13
	10	2,00	330,36	165,18	0,136	14,39	9,09	-	—	-
	14	1,60	294,61	184,13	0,152	16,26	9,09	-	—	-
y	8	2,45	401,09	163,71	0,135	14,25	9,09	5,16	φ16//.20	18,13
	9	2,45	354,13	144,54	0,119	12,40	9,09	-	—	-
	10	2,60	359,71	138,35	0,114	11,81	9,09	-	—	-

A.3.7. – PLANTAS E CORTE DE ARMADURA DA LAJE E CORTES DAS BANDAS MACIÇAS

ANEXO 4

PRÉ-DIMENSIONAMENTO E DIMENSIONAMENTO DA NOVA SOLUÇÃO

A.4.1. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DAS CAVES

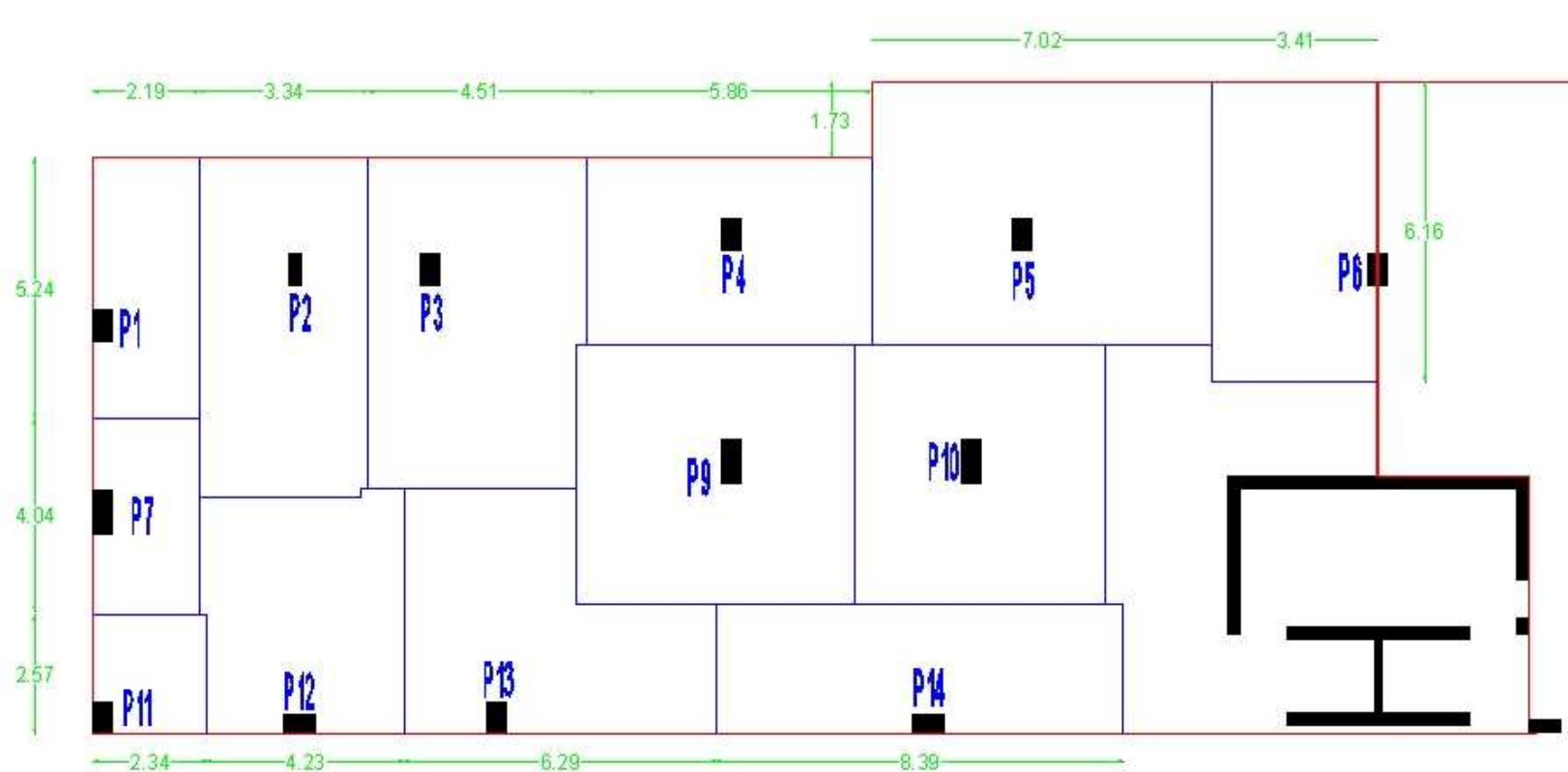
A.4.2. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DOS PISOS 4-6

A.4.3. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DOS PISOS 7 ATÉ COBERTURA

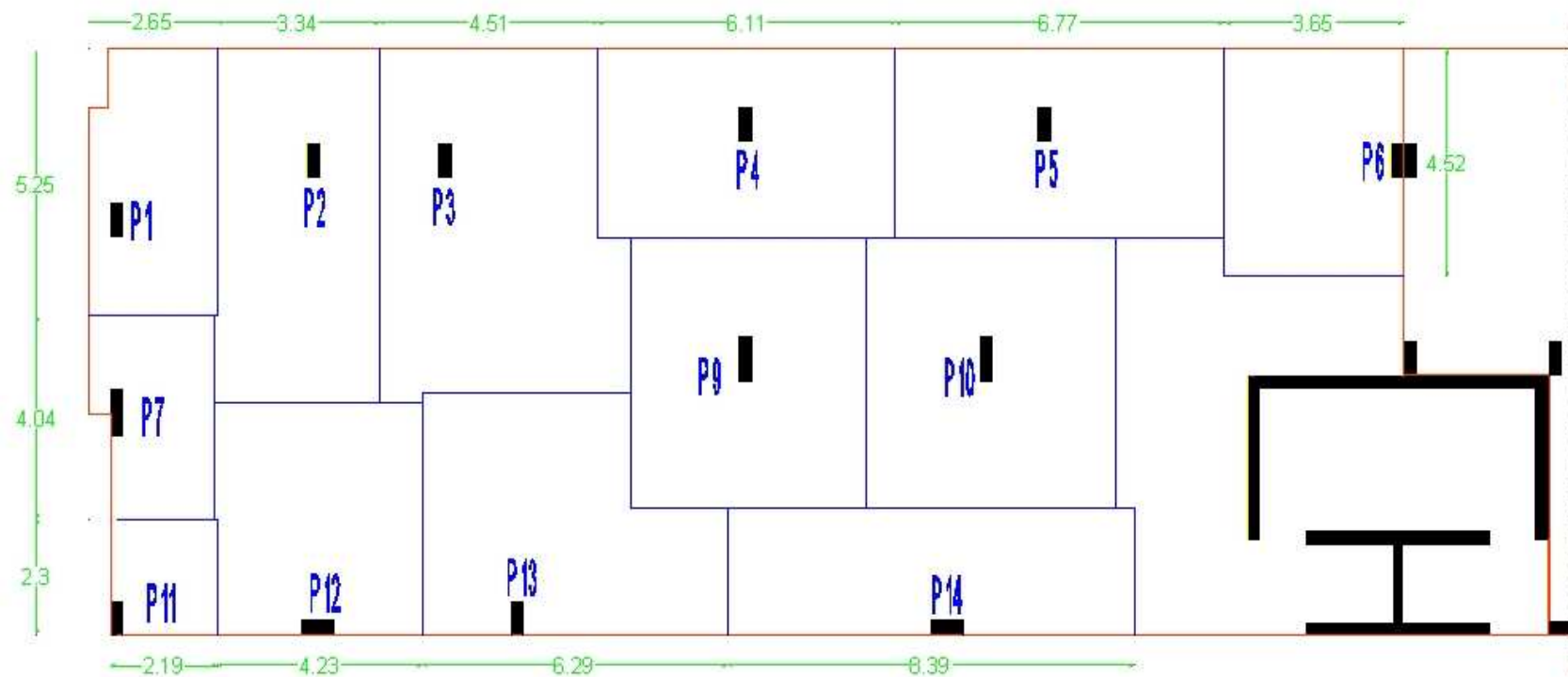
A.4.4. – TABELAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

A.4.5. – DIMENSIONAMENTO DA BANDA MACIÇA 1

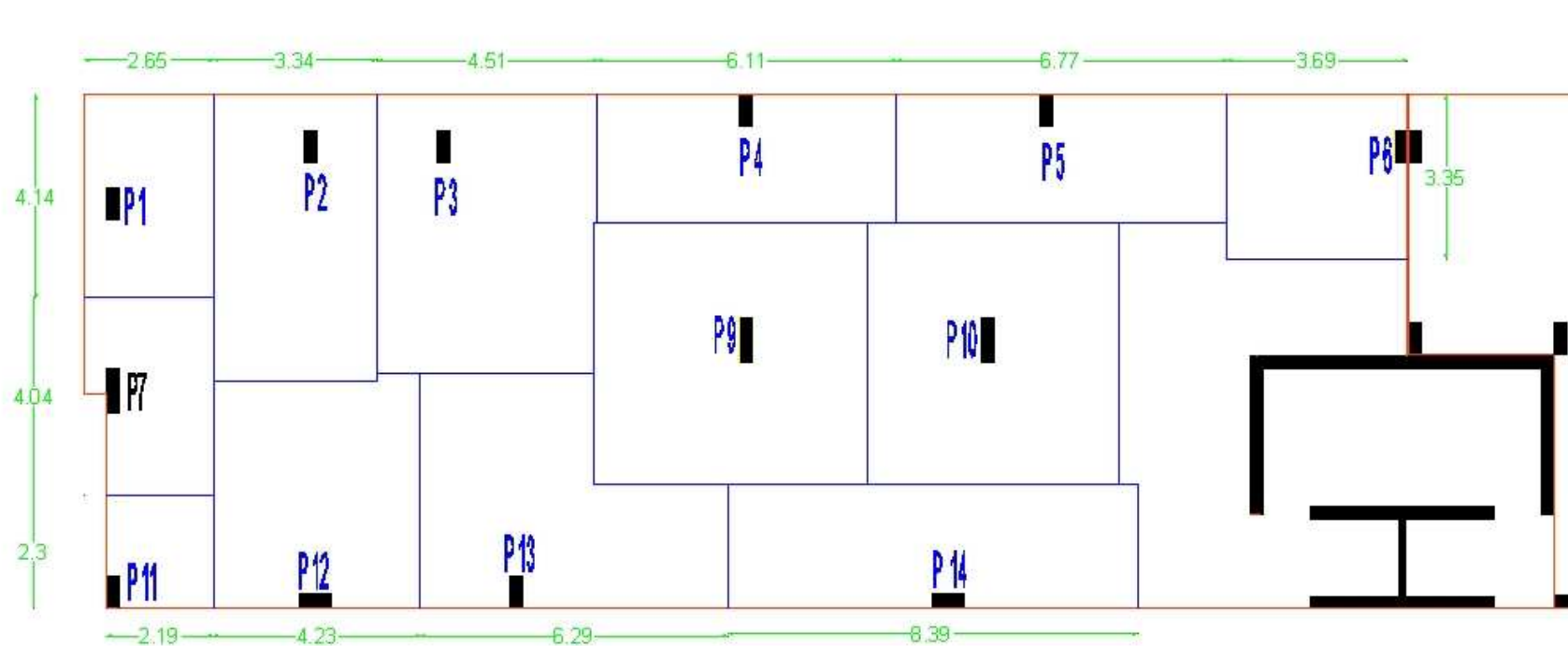
A.4.1. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DAS CAVES



A.4.2. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DOS PISOS 4-6



A.4.3. – ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DOS PISOS 7 ATÉ COBERTURA



A.4.4. – TABELAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Os espaços em branco das tabelas seguintes, representam a intersecção dos pilares com os muros de suporte.

Caves				Piso 4			
Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)	Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)
P1	-	-	-	P1	13,6	7,96	266,60
P2	23,88	3,49	363,25	P2	23,71	3,34	359,41
P3	29,49	4,51	450,59	P3	33,178	4,51	501,30
P4	22,24	5,94	365,20	P4	23,072	6,11	378,34
P5	37,15	8,58	596,61	P5	25,547	6,77	418,97
P6	20,62	3,28	316,33	P6	16,71	3,71	266,86
P7	-	-	-	P7	-	-	-
P9	30,71	0	422,26	P9	25,89	0	355,99
P10	27,7	0	380,88	P10	27,7	0	380,88
P11	-	-	-	P11	-	-	-
P12	-	-	-	P12	-	-	-
P13	-	-	-	P13	-	-	-
P14	-	-	-	P14	-	-	-

Piso 5				Piso 6			
Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)	Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)
P1	13,6	7,96	266,6	P1	13,6	7,96	266,60
P2	23,71	3,34	359,41	P2	23,71	3,34	359,41
P3	33,178	4,51	501,30	P3	33,178	4,51	501,30
P4	23,072	6,11	378,34	P4	23,072	6,11	378,34
P5	25,547	6,77	418,97	P5	25,547	6,77	418,97
P6	16,71	3,71	266,86	P6	16,71	3,71	266,86
P7	-	-	-	P7	9,33	4,63	174,58
P9	25,89	0	355,99	P9	25,89	0	355,99
P10	27,7	0	380,88	P10	27,7	0	380,88
P11	4,74	4,361	108,78	P11	4,74	4,361	108,78
P12	-	-	-	P12	19,653	4,23	312,52
P13	-	-	-	P13	25,69	6,29	416,13
P14	21,088	8,39	373,86	P14	21,088	8,39	373,86

Pisos 7-8-9				Acesso Cobertura			
Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)	Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)
P1	13,59	6,79	254,76	P1	6,79	254,76	2640,99
P2	19,4	3,34	300,15	P2	3,34	300,15	3047,43
P3	25,43	4,51	394,76	P3	4,51	394,76	4009,64
P4	15,91	6,11	279,86	P4	6,11	279,86	2882,64
P5	17,61	6,77	309,84	P5	6,77	309,84	3191,46
P6	12,38	3,69	207,13	P6	3,69	207,13	2121,99
P7	9,48	4,63	176,64	P7	4,63	176,64	1830,04
P9	29,91	0	411,26	P9	0	411,26	4112,63
P10	27,7	0	380,88	P10	0	380,88	3808,75
P11	4,74	4,36	108,78	P11	4,361	108,79	1147,81
P12	19,73	4,23	313,58	P12	4,23	313,59	3194,03
P13	23,97	6,30	392,58	P13	6,3	392,59	4012,5
P14	21,1	8,39	374,02	P14	8,39	374,03	3855,61

Cobertura			
Pilar	Área influência (m2)	Lparede ext (m)	Nsd (kN)
P1	13,59	6,79	254,76
P2	19,4	3,34	300,15
P3	25,43	4,51	394,76
P4	15,91	6,11	279,86
P5	17,61	6,77	309,84
P6	12,38	3,69	207,13
P7	9,48	4,63	176,64
P9	29,91	0	411,26
P10	27,7	0	380,88
P11	4,74	4,36	108,79
P12	19,73	4,23	313,59
P13	23,97	6,30	392,59
P14	21,1	8,39	374,03

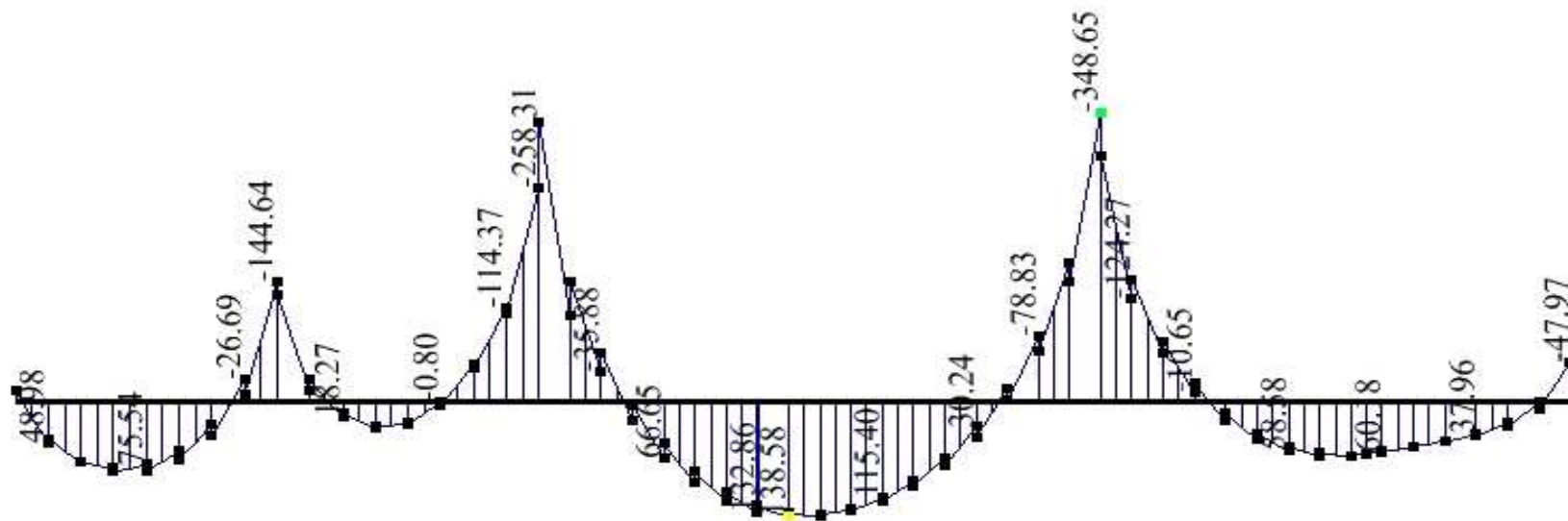
A tabela que resume o pré-dimensionamento dos pilares é a seguinte:

Pilar	Nsd(total)(kN)	Ac,calc (m2)	B(m)	H(m)	Breal(m)	Hreal(m)	Ac (m2)
P1	1564,09	0,074	0,27	0,27	0,25	0,30	0,08
P2	2341,94	0,111	0,33	0,33	0,25	0,45	0,11
P3	3138,77	0,149	0,39	0,39	0,25	0,60	0,15
P4	2339,81	0,111	0,33	0,33	0,25	0,45	0,11
P5	2783,04	0,132	0,36	0,36	0,25	0,55	0,14
P6	1738,29	0,083	0,29	0,29	0,25	0,35	0,09
P7	704,51	0,034	0,18	0,18	0,25	0,20	0,05
P9	2724,01	0,130	0,36	0,36	0,25	0,55	0,14
P10	2666,13	0,127	0,36	0,36	0,25	0,55	0,14
P11	771,65	0,037	0,19	0,19	0,25	0,20	0,05
P12	1253,29	0,060	0,24	0,24	0,20	0,30	0,06
P13	1593,90	0,076	0,28	0,28	0,35	0,25	0,09
P14	1869,80	0,089	0,30	0,30	0,30	0,30	0,09

As dimensões obtidas pelo cálculo, não são iguais às adoptadas por imposição arquitectónica.

4.4.5. – DIMENSIONAMENTO DA BANDA MACIÇA 1

O diagrama de momentos flectores da banda maciça 1 e o respectivo quadro de pontos apresentam-se a seguir:



Banda maciça 1											
Tramo 1	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 2	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 3	X(m)	Msd(kN.m)	Tramo 4	X(m)	Msd(kN.m)
	0,00	-13,24		4,12	-144,64		8,25	-336,79		17,10	-348,65
	0,1	0		4,94	0,00		9,58	0,00		18,81	0,00
	1,55	79,72		5,67	30,85		18,80	138,58		20,97	64,88
	3,41	0,00		6,70	0,00		15,50	0,00		24,04	0,00
	4,12	-144,64		8,25	-336,79		17,10	-348,65		24,50	-47,97

O quadro seguinte apresenta o resumo do dimensionamento das armaduras para a banda maciça 1.

Banda maciça 1							
Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm2)	As,comp (cm2)	Solução	As,efect (cm2)	ρ (%)
Superior	-13,24	0,02	0,97	-	3 ϕ 25	14,73	0,92
	-144,64	0,17	12,16	-	3 ϕ 25	14,73	0,92
	-336,79	0,39	29,01	5,80	6 ϕ 25	29,45	1,84
	-348,65	0,41	30,85	6,17	7 ϕ 25	34,36	2,15
	-47,97	0,06	3,64	-	3 ϕ 25	14,73	0,92
Inferior	79,72	0,09	6,27	-	6 ϕ 12	6,79	0,42
	30,85	0,04	2,30	-	6 ϕ 12	6,79	0,42
	138,58	0,16	11,58	-	6 ϕ 12+3 ϕ 16	12,82	0,80
	64,88	0,08	5,02	-	6 ϕ 12	6,79	0,42